관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥산~오창 고속도로 민간투자사업
구 조 계 산 서 (XI)
(준 공)

2018. 01

국토교통부
Ministry of Land, Infrastructure and Transport

목 차

- 제 I 권 -

1. 옥산 JCT Ramp-A교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 701
- 종점 교대 ····· 761
- 교각 P1 ····· 839
- 교각 P2 ····· 937
- 내진해석 ····· 1105

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 상부 구조 ····· 1133

- 제 II 권 -

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 시점 교대 ····· 3
- 종점 교대 ····· 83
- 교각 P1 ····· 189
- 교각 P2 ····· 345
- 교각 P3 ····· 499
- 내진해석 ····· 585

3. 옥산 JCT Ramp-D교

- 상부 구조 ····· 611
- 시점 교대 ····· 1159
- 종점 교대 ····· 1239
- 교각 P1 ····· 1345
- 교각 P2 ····· 1497
- 내진해석 ····· 1581

- 제 III 권 -

4. 병천천교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 3
- 상부 구조(오창방향) ····· 585
- 시점 교대(옥산방향) ····· 1187
- 종점 교대(옥산방향) ····· 1267
- 시점 교대(오창방향) ····· 1327
- 종점 교대(오창방향) ····· 1405

- 제 IV 권 -

4. 병천천교

- 교각 P1(옥산방향) ····· 3
- 교각 P2(옥산방향) ····· 181
- 교각 P3(옥산방향) ····· 357

- 교각 P4(옥산방향) ····· 535
- 교각 P1(오창방향) ····· 699
- 교각 P2(오창방향) ····· 887
- 교각 P3(오창방향) ····· 1063
- 교각 P4(오창방향) ····· 1231
- 내진해석(옥산방향) ····· 1397
- 내진해석(오창방향) ····· 1433

- 제 V 권 -

5. 상장남교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 3
- 상부 구조(오창방향) ····· 233
- 시점 교대(옥산방향) ····· 473
- 종점 교대(옥산방향) ····· 527
- 시점 교대(오창방향) ····· 625
- 종점 교대(오창방향) ····· 679
- 교각 P1(옥산방향) ····· 777
- 교각 P1(오창방향) ····· 937
- 내진해석(옥산방향) ····· 1105
- 내진해석(오창방향) ····· 1129

6. 용두천교

- 상부 구조 ····· 1157
- 시점 교대 ····· 1331
- 종점 교대 ····· 1411
- 교각 P1 ····· 1491
- 교각 P2 ····· 1803
- 내진해석 ····· 2129

- 제 VI 권 -

7. 백현교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 115
- 종점 교대 ····· 197

8. 호죽1교

- 라멘 계산서(옥산방향) ····· 305
- 라멘 계산서(오창방향) ····· 529

9. 호죽2교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 753
- 상부 구조(오창방향) ····· 877
- 시점 교대(옥산방향) ····· 999
- 종점 교대(옥산방향) ····· 1105
- 시점 교대(오창방향) ····· 1211
- 종점 교대(오창방향) ····· 1315

10. 성산교

- 상부 구조 ····· 1431
- 시점 교대 ····· 1563
- 종점 교대 ····· 1627

– 제 VII 권 –

11. 양청교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 319
- 종점 교대 ····· 381

12. 양지교

- 라멘 계산서(옥산방향) ····· 491
- 라멘 계산서(오창방향) ····· 673

13. 산수교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 857
- 상부 구조(오창방향) ····· 1155

– 제 VIII 권 –

13. 산수교

- 시점 교대(옥산방향) ····· 3
- 종점 교대(옥산방향) ····· 99
- 시점 교대(오창방향) ····· 163
- 종점 교대(오창방향) ····· 259
- 교각 P1(옥산방향) ····· 325
- 교각 P2(옥산방향) ····· 441
- 교각 P3(옥산방향) ····· 555
- 교각 P1(오창방향) ····· 669
- 교각 P2(오창방향) ····· 787
- 교각 P3(오창방향) ····· 901
- 내진 해석 ····· 1019

14. 복현1교

- 상부 구조 ····· 1069
- 시점 교대 ····· 1295
- 종점 교대 ····· 1417
- 교각 P1 ····· 1543
- 교각 P2 ····· 1717
- 내진해석 ····· 1877

– 제 IX 권 –

15. 복현2교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 115
- 종점 교대 ····· 243

16. 복현3교

- 상부 구조 ····· 367
- 시점 교대 ····· 615
- 종점 교대 ····· 735
- 교각 P1 ····· 861
- 내진해석 ····· 1217

17. 서오창 IC Ramp-A1교

- 상부 구조 ····· 1243
- 시점 교대 ····· 1355
- 종점 교대 ····· 1435

18. 서오창 IC Ramp-A2교

- 상부 구조 ····· 1543
- 시점 교대 ····· 1649
- 종점 교대 ····· 1753

- 제 X 권 -

19. 오창JCT Ramp-A교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 119
- 종점 교대 ····· 201
- 교각 P1 ····· 285
- 내진 해석 ····· 501

20. 오창JCT Ramp-C교

- 상부 구조 ····· 525
- 시점 교대 ····· 1531
- 종점 교대 ····· 1639

- 제 XI 권 -

20. 오창JCT Ramp-C교

- 교각 P1 ····· 3
- 교각 P2 ····· 151
- 교각 P3 ····· 251
- 내진 해석 ····· 345

21. 오창JCT Ramp-D교

- 상부 구조 ····· 369

- 제 XII 권 -

21. 오창JCT Ramp-D교

- 시점 교대 ····· 3
- 종점 교대 ····· 109
- 교각 P1 ····· 189
- 교각 P2 ····· 345
- 교각 P3 ····· 439
- 교각 P4 ····· 539
- 교각 P5 ····· 637

- 교각 P6 ····· 797
- 교각 P7 ····· 961
- 교각 P8 ····· 1123
- 교각 P9 ····· 1281
- 내진 해석 ····· 1435

- 제 XIII 권 -

22. 부대공

- 가시설 계산서 ····· 3
- 배수 계산서 ····· 1475
- 보강토 옹벽 계산서 ····· 1573
- L형 옹벽 계산서 ····· 1873
- 수리 계산서 ····· 1939
- 방음벽 계산서 ····· 1983

20. 오창 JCT Ramp-C교

교각 P1

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

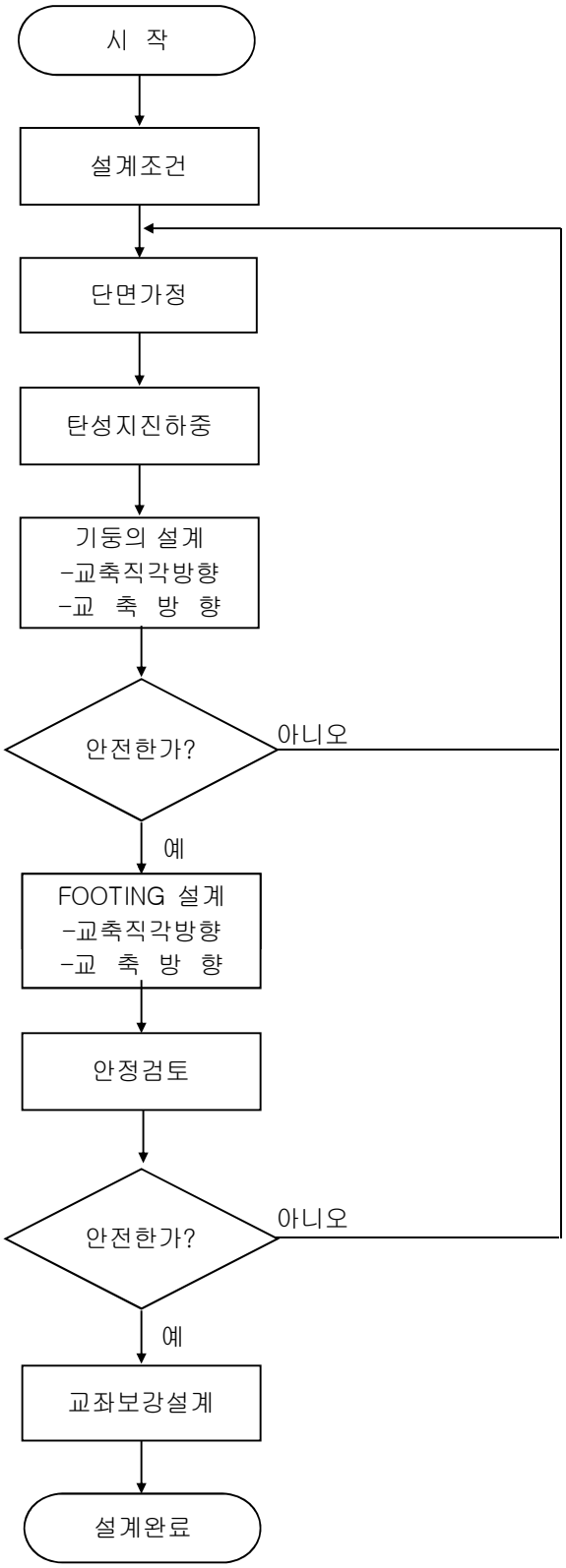
10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강
13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	694.000	508.474	O.K
		허용인발력(kN/EA)	221.300	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.081	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.380	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.005	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1041.000	576.675	O.K
		허용인발력(kN/EA)	331.950	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	11.126	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.576	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.860	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	694.000	561.668	O.K
		허용인발력(kN/EA)	221.300	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.586	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.364	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.963	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1041.000	592.311	O.K
		허용인발력(kN/EA)	331.950	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	11.149	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.532	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.794	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.018	15358.788	52583.482	3.424	O.K
	모멘트최대	0.018	10462.763	19012.363	1.817	O.K
	탄성설계	0.018	8370.210	18091.094	2.161	O.K
	편심최대	0.018	7908.790	14632.809	1.850	O.K
교축직각방향	축력최대	0.018	15358.788	52583.482	3.424	O.K
	모멘트최대	0.018	10881.273	14008.008	1.287	O.K
	탄성설계	0.018	8370.210	15998.694	1.911	O.K
	편심최대	0.018	7490.279	10949.716	1.462	O.K
합성부재력	축력최대	0.018	15358.788	52583.482	3.424	O.K
	모멘트최대	0.018	10462.763	11291.498	1.079	O.K
	탄성설계	0.018	8370.210	14965.776	1.788	O.K
	편심최대	0.018	7908.790	8419.499	1.065	O.K
	모멘트최대	0.018	10881.273	13992.884	1.286	O.K
	편심최대	0.018	7490.279	10936.381	1.460	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2500.0	100.0	18947.805	21832.900	-	-	1.152	O.K
	우측내민보	2500.0	100.0	19516.468	21832.900	-	-	1.119	O.K
	좌측내민보수평	2300.0	100.0	894.654	5306.600	668.253	3935.962	5.890	O.K
	우측내민보수평	2300.0	100.0	1023.819	5306.600	764.574	3935.962	5.148	O.K
	교량받침1	2089.0	100.0	137.503	21832.900	90.902	13823.314	152.068	O.K
	교량받침2	1850.0	100.0	134.588	21832.900	78.039	12049.173	154.399	O.K
기초	교축방향	2000.0	150.0	15124.704	31922.100	9426.542	19691.909	2.089	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	19145.139	39186.400	11903.057	24064.932	2.022	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	138.763	180.000	121.053	353.766	O.K
	우측내민보	166.285	180.000	121.053	259.834	O.K
	좌측내민보수평	59.412	180.000	227.273	1060.391	O.K
	우측내민보수평	67.976	180.000	227.273	926.802	O.K
	교량받침1	16.847	180.000	121.053	3739.459	O.K
	교량받침2	23.098	180.000	121.053	2727.551	O.K
기초	교축방향	149.342	180.000	123.810	183.564	O.K
	교직-지점부	134.216	180.000	127.869	247.993	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : STEEL BOX
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.114

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 15
2) 기초지반의 내부마찰각 : φ2 = 30 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.364 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
   - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
   - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

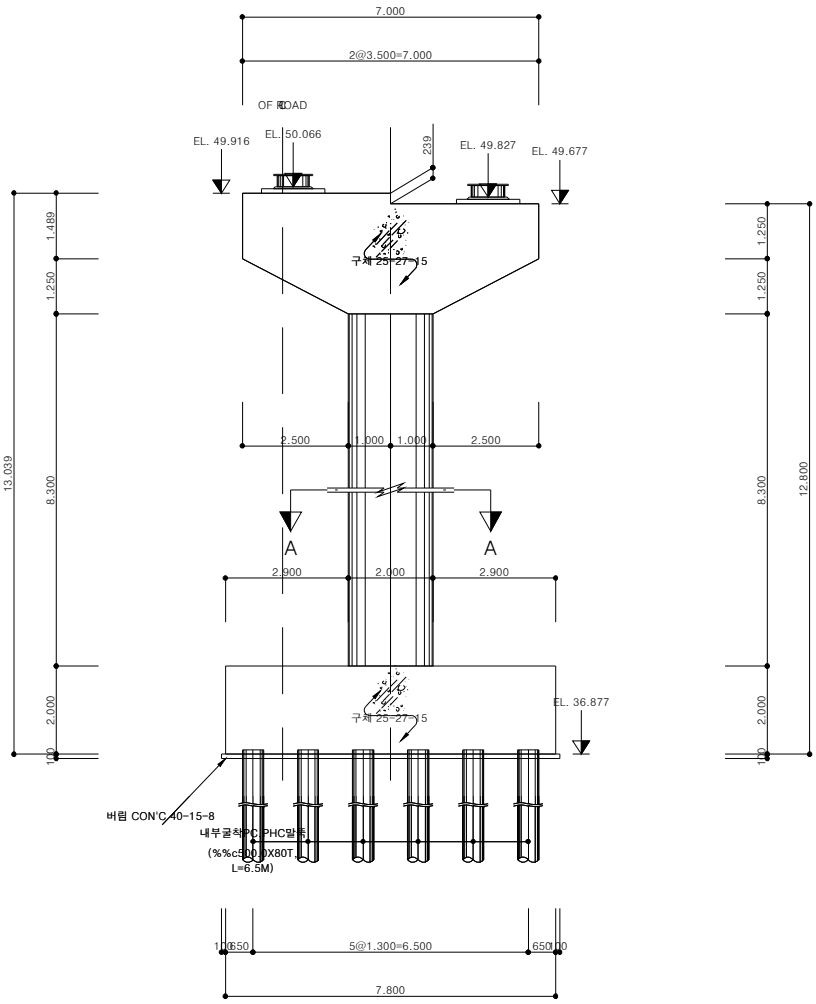
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


7.000
2@3.500=7.000
OF ROAD
EL. 49.916
EL. 50.066
239
EL. 49.827
EL. 49.677
구체 25-27-15
1.489
1.250
13.039
8.300
2.000
100
2.500
1.000
1.000
2.500
A
A
2.900
2.000
2.900
EL. 36.877
구체 25-27-15
버림 CON'C 40-15-8
내부굴착PC PHC말뚝
(%%c500X80T
L=6.5M)
650
5@1.300=6.500
650
7.800

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	3006.701	1418.618	1027.628	62.427
2	3832.741	663.945	96.881	1039.866
계	6839.442	2082.563	1124.509	1102.293

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (9.170 / 4.340)] x 4.340 = 15.5 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 15.526 kN/m

P1 = 15.526 x (45.000 + 45.000) / 2 x sin90.0

= 698.67 kN

작용위치 h = 4.340/2 + 0.400 + 0.625 = 3.195 m

작용모멘트 My = Ph x h = 698.670 x 3.195 = 2232.25 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.500 x 2.300 = 17.25 kN

W'column = 1.500 x 2.000 = 3 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 45.634 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.000 = 3 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (45.000 + 45.000)/2 x sin90.0 = 67.5 kN

작용위치 h = 2.987 + 1.500 + 0.625 = 5.112 m

작용모멘트 My = Ph x h = 67.500 x 5.112 = 345.06 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

δ = α x ΔT x L 0.000012 x 25.0 x 45.0 = 0.0135 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 0.78540 x 1EA x 0.01350 / 10.800³ x sin90.0

= 702.071 kN

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : Vd = 6839.442 kN

교량받침마찰계수 : μ = 0.114

Ph = μ x W = 6839.442 x 0.114 x sin90.0

= 779.696 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 702.071 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 702.071 x (0.400 + 1.250/2) = 719.623 kN.m

5.5 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 3.142 x 4.553 x 10.000

= 143.033 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m³)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 43.430 - 38.877 = 4.553 m

A : 기둥의 단면적 (m²) , A = π x 1.000² = 3.142 m²

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1093.670	3629.250	0.02000	388.600	1532.120	0.01000
	하중경우 2	기둥 1	415.050	1356.090	0.01000	978.980	4187.090	0.02000
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1152.140	11213.550	0.00000	431.320	4274.530	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	451.310	4186.810	0.00000	1064.820	10523.230	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

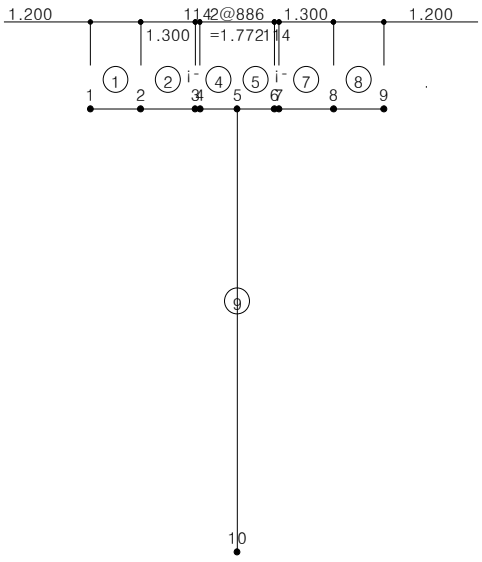
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	10.175	6	4.386	10.175
2	1.200	10.175	7	4.500	10.175
3	2.500	10.175	8	5.800	10.175
4	2.614	10.175	9	7.000	10.175
5	3.500	10.175	10	3.500	0.000

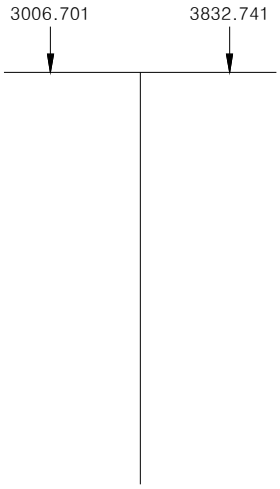
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.300	1.250	2.875	1.267396	0.374349	9
②	2.300	1.489	3.425	1.509722	0.632748	1
③	2.300	1.850	4.255	1.875746	1.213561	8
④	2.300	2.089	4.805	2.118072	1.747278	2
⑤	2.300	2.500	5.750	2.534792	2.994792	5~7
⑥	2.300	2.739	6.300	2.777118	3.938426	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

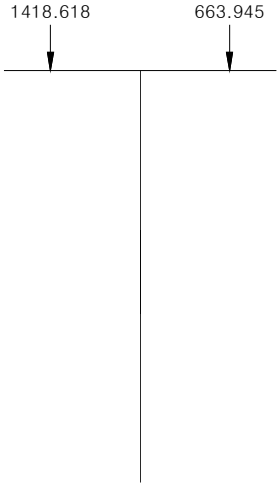
6.4 하중재하도

1) 연직하중

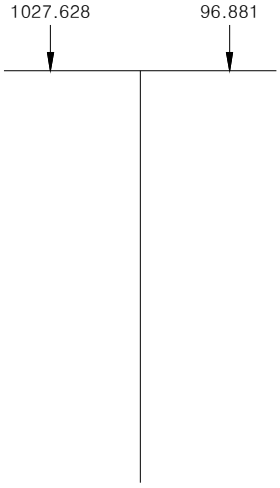
① 고정하중 (D)



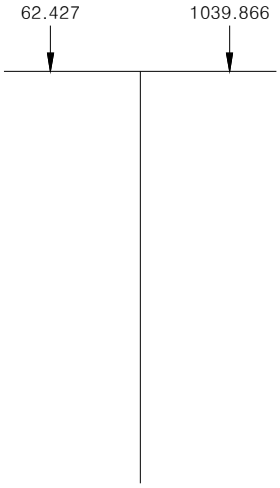
② 활하중 : 만재하시 (L1)



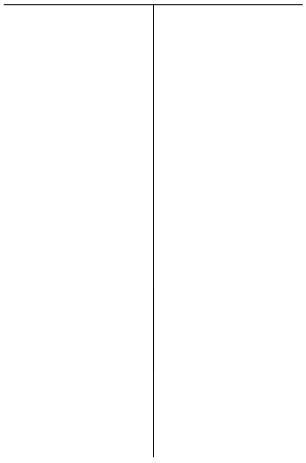
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

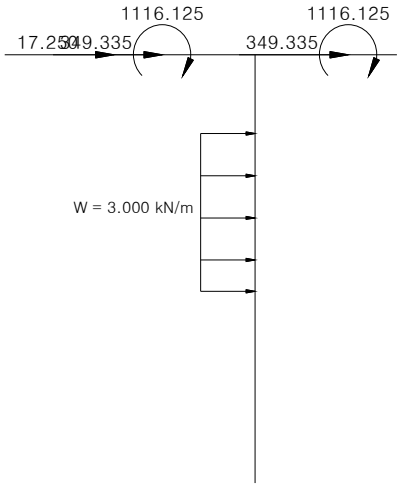


HWL : EL = 43.430 m
기초상단 : EL = 38.877 m
하저면 : EL = 0.000 m

2) 수평하중

① 교축직각 방향

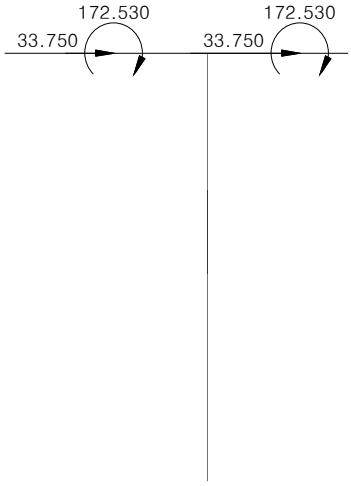
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 698.670/2EA = 349.335 kN

M = 2232.251/2EA = 1116.125 kN

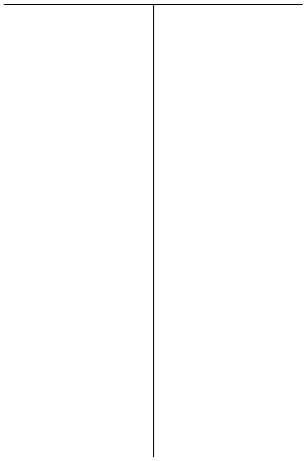
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



P = 67.500/2EA = 33.750 kN

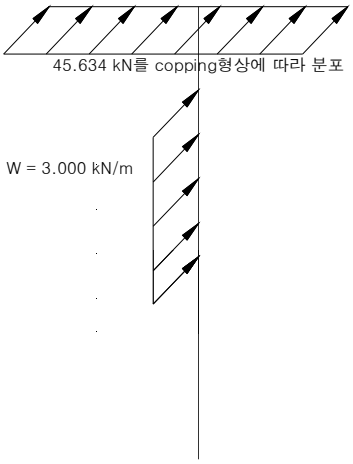
M = 345.060/2EA = 172.530 kN

㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

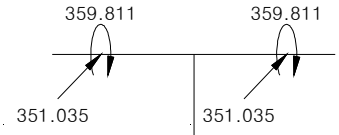


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㉯ 온도하중 (G-L01) : P = 702.071 / 2EA = 351.035 kN M = 719.623 / 2EA = 359.811 kN.m



HWL : EL = 43.430 m

기초상단 : EL = 38.877 m

하저면 : EL = 0.000 m

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7861.363	1815.719	0.000	-8513.243	1815.719	0.000	
L1	-2082.565	-1735.752	0.000	-2082.565	-1735.752	0.000	
L2	-1124.512	-2140.722	0.000	-1124.512	-2140.722	0.000	
L3	-1102.297	2248.118	0.000	-1102.297	2248.118	0.000	
W-TR	0.000	3574.610	-715.920	0.000	9588.976	-727.159	
WL	0.000	471.623	-67.500	0.000	1031.872	-67.500	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	4187.090	978.980	0.000	10523.230	1064.820	
Q3	143.033	0.000	0.000	143.033	0.000	0.000	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7861.363	0.000	0.000	-8513.243	0.000	0.000	
L1	-2082.565	0.000	0.000	-2082.565	0.000	0.000	
L2	-1124.512	0.000	0.000	-1124.512	0.000	0.000	
L3	-1102.297	0.000	0.000	-1102.297	0.000	0.000	
W-LO	0.000	-85.565	45.635	0.000	-536.561	56.874	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	-2036.003	702.070	0.000	-7863.184	702.070	
E-LO	0.000	3629.250	1093.670	0.000	11213.550	1152.140	
Q3	143.033	0.000	0.000	143.033	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-4629.565	3328.542	-5750.634	-4118.659	
L1	-2005.929	1418.620	-938.818	-663.945	
L2	-1453.069	1027.630	-136.990	-96.882	
L3	-88.272	62.427	-1470.376	-1039.870	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1116.130	0.000	-1116.130	0.000	
WL	172.530	0.000	-172.530	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-69.925	3130.141	-60.030	-3939.690
L1	0.000	1418.620	0.000	-663.945
L2	0.000	1027.630	0.000	-96.882
L3	0.000	62.427	0.000	-1039.870
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1116.130	0.000	-1116.130	0.000
WL	172.530	0.000	-172.530	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-9800.895	79.967	0.000	-10452.775	79.967	0.000	
SV002	-8842.842	-325.002	0.000	-9494.722	-325.002	0.000	
SV003	-8820.627	4063.838	0.000	-9472.507	4063.838	0.000	
SV004	-7718.330	5390.329	-715.920	-8370.210	11404.695	-727.159	
SV005	-9800.895	2338.894	-425.460	-10452.775	5906.327	-431.080	
SV006	-8842.842	1933.925	-425.460	-9494.722	5501.358	-431.080	
SV007	-8820.627	6322.765	-425.460	-9472.507	9890.198	-431.080	
SV008	-9800.895	79.967	0.000	-10452.775	79.967	0.000	
SV009	-9800.895	79.967	0.000	-10452.775	79.967	0.000	
SV010	-8842.842	-325.002	0.000	-9494.722	-325.002	0.000	
SV011	-8842.842	-325.002	0.000	-9494.722	-325.002	0.000	
SV012	-8820.627	4063.838	0.000	-9472.507	4063.838	0.000	
SV013	-8820.627	4063.838	0.000	-9472.507	4063.838	0.000	
SV014	-7718.330	5390.329	-715.920	-8370.210	11404.695	-727.159	
SV015	-7718.330	5390.329	-715.920	-8370.210	11404.695	-727.159	
SV016	-9800.895	2338.894	-425.460	-10452.775	5906.327	-431.080	
SV017	-9800.895	2338.894	-425.460	-10452.775	5906.327	-431.080	
SV018	-8842.842	1933.925	-425.460	-9494.722	5501.358	-431.080	
SV019	-8842.842	1933.925	-425.460	-9494.722	5501.358	-431.080	
SV020	-8820.627	6322.765	-425.460	-9472.507	9890.198	-431.080	
SV021	-8820.627	6322.765	-425.460	-9472.507	9890.198	-431.080	
SV022	-7718.330	6002.809	978.980	-8370.210	12338.949	1064.820	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-9800.895	0.000	0.000	-10452.775	0.000	0.000	
SVB02	-8842.842	0.000	0.000	-9494.722	0.000	0.000	
SVB03	-8820.627	0.000	0.000	-9472.507	0.000	0.000	
SVB04	-7718.330	-85.565	45.635	-8370.210	-536.561	56.874	
SVB05	-9800.895	-42.782	22.817	-10452.775	-268.280	28.437	
SVB06	-8842.842	-42.782	22.817	-9494.722	-268.280	28.437	
SVB07	-8820.627	-42.782	22.817	-9472.507	-268.280	28.437	
SVB08	-9800.895	-2036.003	702.070	-10452.775	-7863.184	702.070	
SVB09	-9800.895	2036.003	-702.070	-10452.775	7863.184	-702.070	
SVB10	-8842.842	-2036.003	702.070	-9494.722	-7863.184	702.070	
SVB11	-8842.842	2036.003	-702.070	-9494.722	7863.184	-702.070	
SVB12	-8820.627	-2036.003	702.070	-9472.507	-7863.184	702.070	
SVB13	-8820.627	2036.003	-702.070	-9472.507	7863.184	-702.070	
SVB14	-7718.330	-2121.568	747.705	-8370.210	-8399.745	758.944	
SVB15	-7718.330	1950.439	-656.436	-8370.210	7326.623	-645.196	
SVB16	-9800.895	-2078.786	724.887	-10452.775	-8131.465	730.507	
SVB17	-9800.895	1993.221	-679.253	-10452.775	7594.904	-673.633	
SVB18	-8842.842	-2078.786	724.887	-9494.722	-8131.465	730.507	
SVB19	-8842.842	1993.221	-679.253	-9494.722	7594.904	-673.633	
SVB20	-8820.627	-2078.786	724.887	-9472.507	-8131.465	730.507	
SVB21	-8820.627	1993.221	-679.253	-9472.507	7594.904	-673.633	
SVB22	-7718.330	3629.250	1093.670	-8370.210	11213.550	1152.140	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-6635.494	4747.162	-6689.452	-4782.604	
SV002	-6082.634	4356.172	-5887.625	-4215.540	
SV003	-4717.837	3390.969	-7221.010	-5158.529	
SV004	-3513.435	3328.542	-6866.764	-4118.659	
SV005	-5904.899	4747.162	-7420.047	-4782.604	
SV006	-5352.039	4356.172	-6618.220	-4215.540	
SV007	-3987.242	3390.969	-7951.605	-5158.529	
SV008	-6635.494	4747.162	-6689.452	-4782.604	
SV009	-6635.494	4747.162	-6689.452	-4782.604	
SV010	-6082.634	4356.172	-5887.625	-4215.540	
SV011	-6082.634	4356.172	-5887.625	-4215.540	
SV012	-4717.837	3390.969	-7221.010	-5158.529	
SV013	-4717.837	3390.969	-7221.010	-5158.529	
SV014	-3513.435	3328.542	-6866.764	-4118.659	
SV015	-3513.435	3328.542	-6866.764	-4118.659	
SV016	-5904.899	4747.162	-7420.047	-4782.604	
SV017	-5904.899	4747.162	-7420.047	-4782.604	
SV018	-5352.039	4356.172	-6618.220	-4215.540	
SV019	-5352.039	4356.172	-6618.220	-4215.540	
SV020	-3987.242	3390.969	-7951.605	-5158.529	
SV021	-3987.242	3390.969	-7951.605	-5158.529	
SV022	-4629.565	3328.542	-5750.634	-4118.659	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-69.925	4548.761	-60.030	-4603.635
SV002	-69.925	4157.771	-60.030	-4036.571
SV003	-69.925	3192.568	-60.030	-4979.560
SV004	1046.205	3130.141	-1176.160	-3939.690
SV005	660.670	4548.761	-790.625	-4603.635
SV006	660.670	4157.771	-790.625	-4036.571
SV007	660.670	3192.568	-790.625	-4979.560
SV008	-69.925	4548.761	-60.030	-4603.635
SV009	-69.925	4548.761	-60.030	-4603.635
SV010	-69.925	4157.771	-60.030	-4036.571
SV011	-69.925	4157.771	-60.030	-4036.571
SV012	-69.925	3192.568	-60.030	-4979.560
SV013	-69.925	3192.568	-60.030	-4979.560
SV014	1046.205	3130.141	-1176.160	-3939.690
SV015	1046.205	3130.141	-1176.160	-3939.690
SV016	660.670	4548.761	-790.625	-4603.635
SV017	660.670	4548.761	-790.625	-4603.635
SV018	660.670	4157.771	-790.625	-4036.571
SV019	660.670	4157.771	-790.625	-4036.571
SV020	660.670	3192.568	-790.625	-4979.560
SV021	660.670	3192.568	-790.625	-4979.560
SV022	-69.925	3130.141	-60.030	-3939.690

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-14511.344	-1371.433	0.000	-15358.788	-1371.433	0.000	
UL002	-12451.529	-2242.116	0.000	-13298.973	-2242.116	0.000	
UL003	-12403.768	7193.890	0.000	-13251.212	7193.890	0.000	
UL004	-10033.829	7007.428	-930.696	-10881.273	14826.103	-945.307	
UL005	-12741.164	3040.562	-553.098	-13588.608	7678.225	-560.404	
UL006	-11495.694	2514.103	-553.098	-12343.138	7151.765	-560.404	
UL007	-11466.816	8219.595	-553.098	-12314.260	12857.257	-560.404	
UL008	-12741.164	103.957	0.000	-13588.608	103.957	0.000	
UL009	-12741.164	103.957	0.000	-13588.608	103.957	0.000	
UL010	-11495.694	-422.503	0.000	-12343.138	-422.503	0.000	
UL011	-11495.694	-422.503	0.000	-12343.138	-422.503	0.000	
UL012	-11466.816	5282.989	0.000	-12314.260	5282.989	0.000	
UL013	-11466.816	5282.989	0.000	-12314.260	5282.989	0.000	
UL014	-9647.913	6737.911	-894.900	-10462.763	14255.869	-908.949	
UL015	-9647.913	6737.911	-894.900	-10462.763	14255.869	-908.949	
UL016	-12251.119	2923.618	-531.825	-13065.969	7382.909	-538.850	
UL017	-12251.119	2923.618	-531.825	-13065.969	7382.909	-538.850	
UL018	-11053.552	2417.406	-531.825	-11868.402	6876.698	-538.850	
UL019	-11053.552	2417.406	-531.825	-11868.402	6876.698	-538.850	
UL020	-11025.784	7903.456	-531.825	-11840.634	12362.747	-538.850	
UL021	-11025.784	7903.456	-531.825	-11840.634	12362.747	-538.850	
UL022	-7718.330	6002.809	978.980	-8370.210	12338.949	1064.820	
UL023	-12741.164	103.957	0.000	-13588.608	103.957	0.000	
UL024	-11495.694	-422.503	0.000	-12343.138	-422.503	0.000	
UL025	-11466.816	5282.989	0.000	-12314.260	5282.989	0.000	
UL026	-9261.996	6468.395	-859.104	-10044.252	13685.634	-872.591	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12152.935	-1916.149	0.000	-12804.815	-1916.149	0.000	
UE002	-10093.120	-2786.832	0.000	-10745.000	-2786.832	0.000	
UE003	-10045.359	6649.174	0.000	-10697.239	6649.174	0.000	
UE004	-7675.420	6462.712	-930.696	-8327.300	14281.388	-945.307	
UE005	-10382.755	2495.847	-553.098	-11034.635	7133.509	-560.404	
UE006	-9137.285	1969.387	-553.098	-9789.165	6607.050	-560.404	
UE007	-9108.407	7674.879	-553.098	-9760.287	12312.542	-560.404	
UE008	-10382.755	-440.759	0.000	-11034.635	-440.759	0.000	
UE009	-10382.755	-440.759	0.000	-11034.635	-440.759	0.000	
UE010	-9137.285	-967.219	0.000	-9789.165	-967.219	0.000	
UE011	-9137.285	-967.219	0.000	-9789.165	-967.219	0.000	
UE012	-9108.407	4738.273	0.000	-9760.287	4738.273	0.000	
UE013	-9108.407	4738.273	0.000	-9760.287	4738.273	0.000	
UE014	-7289.504	6193.196	-894.900	-7908.790	13711.153	-908.949	
UE015	-7289.504	6193.196	-894.900	-7908.790	13711.153	-908.949	
UE016	-9892.710	2378.902	-531.825	-10511.996	6838.193	-538.850	
UE017	-9892.710	2378.902	-531.825	-10511.996	6838.193	-538.850	
UE018	-8695.143	1872.691	-531.825	-9314.429	6331.982	-538.850	
UE019	-8695.143	1872.691	-531.825	-9314.429	6331.982	-538.850	
UE020	-8667.375	7358.741	-531.825	-9286.661	11818.032	-538.850	
UE021	-8667.375	7358.741	-531.825	-9286.661	11818.032	-538.850	
UE022	-7718.330	3211.416	978.980	-8370.210	5323.462	1064.820	
UE023	-10382.755	-440.759	0.000	-11034.635	-440.759	0.000	
UE024	-9137.285	-967.219	0.000	-9789.165	-967.219	0.000	
UE025	-9108.407	4738.273	0.000	-9760.287	4738.273	0.000	
UE026	-6903.587	5923.679	-859.104	-7490.279	13140.918	-872.591	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14511.344	0.000	0.000	-15358.788	0.000	0.000	
ULB02	-12451.529	0.000	0.000	-13298.973	0.000	0.000	
ULB03	-12403.768	0.000	0.000	-13251.212	0.000	0.000	
ULB04	-10033.829	-111.234	59.325	-10881.273	-697.529	73.936	
ULB05	-12741.164	-55.617	29.662	-13588.608	-348.764	36.968	
ULB06	-11495.694	-55.617	29.662	-12343.138	-348.764	36.968	
ULB07	-11466.816	-55.617	29.662	-12314.260	-348.764	36.968	
ULB08	-12741.164	-2646.804	912.691	-13588.608	-10222.140	912.691	
ULB09	-12741.164	2646.804	-912.691	-13588.608	10222.140	-912.691	
ULB10	-11495.694	-2646.804	912.691	-12343.138	-10222.140	912.691	
ULB11	-11495.694	2646.804	-912.691	-12343.138	10222.140	-912.691	
ULB12	-11466.816	-2646.804	912.691	-12314.260	-10222.140	912.691	
ULB13	-11466.816	2646.804	-912.691	-12314.260	10222.140	-912.691	
ULB14	-9647.913	-2651.960	934.631	-10462.763	-10499.681	948.680	
ULB15	-9647.913	2438.048	-820.544	-10462.763	9158.279	-806.495	
ULB16	-12251.119	-2598.482	906.109	-13065.969	-10164.331	913.134	
ULB17	-12251.119	2491.526	-849.066	-13065.969	9493.630	-842.041	
ULB18	-11053.552	-2598.482	906.109	-11868.402	-10164.331	913.134	
ULB19	-11053.552	2491.526	-849.066	-11868.402	9493.630	-842.041	
ULB20	-11025.784	-2598.482	906.109	-11840.634	-10164.331	913.134	
ULB21	-11025.784	2491.526	-849.066	-11840.634	9493.630	-842.041	
ULB22	-7718.330	3629.250	1093.670	-8370.210	11213.550	1152.140	
ULB23	-12741.164	0.000	0.000	-13588.608	0.000	0.000	
ULB24	-11495.694	0.000	0.000	-12343.138	0.000	0.000	
ULB25	-11466.816	0.000	0.000	-12314.260	0.000	0.000	
ULB26	-9261.996	-102.678	54.761	-10044.252	-643.873	68.249	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12152.935	0.000	0.000	-12804.815	0.000	0.000	
UEB02	-10093.120	0.000	0.000	-10745.000	0.000	0.000	
UEB03	-10045.359	0.000	0.000	-10697.239	0.000	0.000	
UEB04	-7675.420	-111.234	59.325	-8327.300	-697.529	73.936	
UEB05	-10382.755	-55.617	29.662	-11034.635	-348.764	36.968	
UEB06	-9137.285	-55.617	29.662	-9789.165	-348.764	36.968	
UEB07	-9108.407	-55.617	29.662	-9760.287	-348.764	36.968	
UEB08	-10382.755	-2646.804	912.691	-11034.635	-10222.140	912.691	
UEB09	-10382.755	2646.804	-912.691	-11034.635	10222.140	-912.691	
UEB10	-9137.285	-2646.804	912.691	-9789.165	-10222.140	912.691	
UEB11	-9137.285	2646.804	-912.691	-9789.165	10222.140	-912.691	
UEB12	-9108.407	-2646.804	912.691	-9760.287	-10222.140	912.691	
UEB13	-9108.407	2646.804	-912.691	-9760.287	10222.140	-912.691	
UEB14	-7289.504	-2651.960	934.631	-7908.790	-10499.681	948.680	
UEB15	-7289.504	2438.048	-820.544	-7908.790	9158.279	-806.495	
UEB16	-9892.710	-2598.482	906.109	-10511.996	-10164.331	913.134	
UEB17	-9892.710	2491.526	-849.066	-10511.996	9493.630	-842.041	
UEB18	-8695.143	-2598.482	906.109	-9314.429	-10164.331	913.134	
UEB19	-8695.143	2491.526	-849.066	-9314.429	9493.630	-842.041	
UEB20	-8667.375	-2598.482	906.109	-9286.661	-10164.331	913.134	
UEB21	-8667.375	2491.526	-849.066	-9286.661	9493.630	-842.041	
UEB22	-7718.330	1209.750	1093.670	-8370.210	3737.850	1152.140	
UEB23	-10382.755	0.000	0.000	-11034.635	0.000	0.000	
UEB24	-9137.285	0.000	0.000	-9789.165	0.000	0.000	
UEB25	-9108.407	0.000	0.000	-9760.287	0.000	0.000	
UEB26	-6903.587	-102.678	54.761	-7490.279	-643.873	68.249	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-10331.181	7377.137	-9494.284	-6781.738	
UL002	-9142.532	6536.509	-7770.354	-5562.552	
UL003	-6208.219	4461.323	-10637.133	-7589.977	
UL004	-4567.465	4327.104	-8926.793	-5354.256	
UL005	-7676.368	6171.310	-9646.062	-6217.385	
UL006	-6957.650	5663.023	-8603.686	-5480.202	
UL007	-5183.414	4408.259	-10337.087	-6706.087	
UL008	-8626.142	6171.310	-8696.288	-6217.385	
UL009	-8626.142	6171.310	-8696.288	-6217.385	
UL010	-7907.424	5663.023	-7653.912	-5480.202	
UL011	-7907.424	5663.023	-7653.912	-5480.202	
UL012	-6133.188	4408.259	-9387.313	-6706.087	
UL013	-6133.188	4408.259	-9387.313	-6706.087	
UL014	-4391.794	4160.677	-8583.455	-5148.323	
UL015	-4391.794	4160.677	-8583.455	-5148.323	
UL016	-7381.123	5933.952	-9275.059	-5978.255	
UL017	-7381.123	5933.952	-9275.059	-5978.255	
UL018	-6690.048	5445.215	-8272.775	-5269.425	
UL019	-6690.048	5445.215	-8272.775	-5269.425	
UL020	-4984.052	4238.711	-9939.507	-6448.161	
UL021	-4984.052	4238.711	-9939.507	-6448.161	
UL022	-4629.565	3328.542	-5750.634	-4118.659	
UL023	-8626.142	6171.310	-8696.288	-6217.385	
UL024	-7907.424	5663.023	-7653.912	-5480.202	
UL025	-6133.188	4408.259	-9387.313	-6706.087	
UL026	-4216.122	3994.250	-8240.117	-4942.390	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-90.902	7119.216	-78.039	-6549.079
UL002	-90.902	6278.588	-78.039	-5329.892
UL003	-90.902	4203.402	-78.039	-7357.317
UL004	1360.067	4069.183	-1529.008	-5121.597
UL005	858.872	5913.389	-1027.813	-5984.725
UL006	858.872	5405.102	-1027.813	-5247.543
UL007	858.872	4150.339	-1027.813	-6473.428
UL008	-90.902	5913.389	-78.039	-5984.725
UL009	-90.902	5913.389	-78.039	-5984.725
UL010	-90.902	5405.102	-78.039	-5247.543
UL011	-90.902	5405.102	-78.039	-5247.543
UL012	-90.902	4150.339	-78.039	-6473.428
UL013	-90.902	4150.339	-78.039	-6473.428
UL014	1307.757	3912.676	-1470.200	-4924.612
UL015	1307.757	3912.676	-1470.200	-4924.612
UL016	825.838	5685.951	-988.281	-5754.544
UL017	825.838	5685.951	-988.281	-5754.544
UL018	825.838	5197.214	-988.281	-5045.714
UL019	825.838	5197.214	-988.281	-5045.714
UL020	825.838	3990.710	-988.281	-6224.450
UL021	825.838	3990.710	-988.281	-6224.450
UL022	-69.925	3130.141	-60.030	-3939.690
UL023	-90.902	5913.389	-78.039	-5984.725
UL024	-90.902	5405.102	-78.039	-5247.543
UL025	-90.902	4150.339	-78.039	-6473.428
UL026	1255.446	3756.169	-1411.392	-4727.628

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

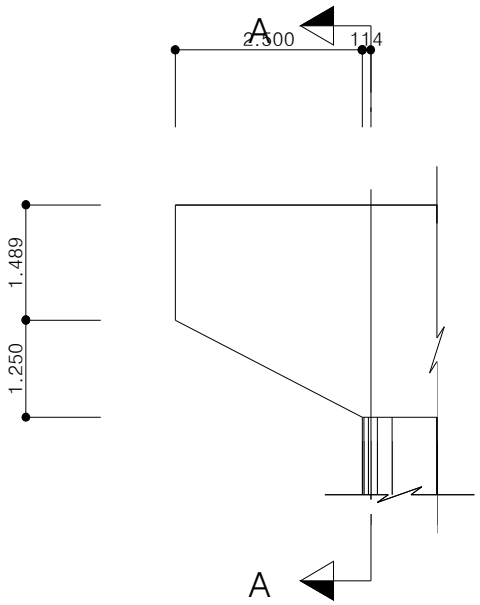
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{3.142} = 1.772\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.114m(= 1.000 - 1.772/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7377.137 kN - "ULO-01"

Mu = 10331.181 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 10331.181 / 7377.137 = 1.400 m

d = 2.500 - 0.144 = 2.356 m

a/d = 1.400 / 2.356 = 0.594 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	2095.8	7377.1

a = 1400.432 mm, d = 2355.905 mm

a / d (= 0.594) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2095.784 mm ≥ 0.5 x 2355.905 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7377.137 kN

Nuc = 0.20 x 7377.137 = 1475.427 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 10331.181 + 1475.427 x (2.500 - 2.356)

= 10543.783 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 2300.000 x 2355.905 = 29260.335 kN

≤ 5.6 x 2300.000 x 2355.905 = 30344.052 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29260.335 = 23408.268 kN ≥ Vu (=7377.137 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 7377137.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 16466.824 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 10331.181 + 1475.427 x (2.500 - 2.356) = 10543.783 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 14337.095 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7377.137 = 1475.427 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4610.711 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 18947.805 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2300.000 x 2355.905

= 14630.168 ㎟

Use As = 21832.900 ㎟ (철근도심 144.10 ㎜)

1단 : H29-10.0EA + H29- 9.0EA , d1 = 100.00 ㎜

2단 : H25-10.0EA + H25- 9.0EA , d2 = 200.00 ㎜

Use As ≥ 18947.805 ㎟ , 14630.168 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (18947.805 - 4610.711)

= 7168.547 ㎟

사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2355.90 = 1570.60 ㎜구간에 7.0 단 설치

▶ 사용철근량(7.0단) : H22 - 42.00 EA = 16258.200 ㎟ ≥ 7168.547 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.4 < 2d(=4.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.700 m (< d = 2.400 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7248.016 kN - "UL0-01

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 1.300 m

Vui = 7119.216 kN (I단), Vuj = 7353.797 kN (J단)

검토위치(Lc) = 1.914 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 7119.216 + (7353.797 - 7119.216)/1.300 x (1.914 - 1.200)

= 7248.016 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2800.87	2355.91	7248.02	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 2355.90

= 18770.514 kN ≥ Vu(= 7248.016 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 2355.90 = 3754.103 kN

< Vu (= 7248.016 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8754.919 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8754.919 + 4692.628)

= 10758.038 kN ≥ Vu(= 7248.016 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.489 x 2.614 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 41.404 kN

w2 = 1.250 x (2.614-0.114) / 2 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 16.621 kN

w3 = 1.250 x (2.614-2.500) x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 1.516 kN

Vc = 41.404 + 16.621 + 1.516 = 59.541 kN

Mc = 41.404 x 1.307 + 16.621 x 0.947 + 1.516 x 0.057 = 69.947 kN.m

Vu = 423.130 + 59.541(Vc)

= 482.671 kN

Mu = 423.130 x 1.414 + 69.947(Mc)

= 668.253 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	668.25	482.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5306.600 x 400.00 = 2122640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 36.996 mm, c = 36.996 / β1 = 36.996 / 0.85 = 43.525 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 43.525) / 43.525 = 0.14864

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 894.654 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.931]

1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00096

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 36.996 mm

ΦMn = 0.85 x 5306.600 x 400 x (2200.00 - a/2) = 3935.962 kN.m

≥ Mu (= 668.253 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.890]

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2200.00 = 3810.512 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 482.671 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6635.494 x 1000000 / [21832.900 x (2355.905 - 497.028/3)]
= 138.763 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x2355.9/(7x21832.900)]
= 497.028 mm

사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)
2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.76) - 2.5 x 85.50 = 353.77 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.76) = 454.01 mm
Sa는 작은 값인 353.77 mm 를 적용
S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 353.77 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 668.253 x 1000000 / [5306.600 x (2200.000 - 241.263/3)]
= 59.412 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5306.600/2500.0 + 7x5306.600/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2200.0/(7x5306.600)]
= 241.263 mm

사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.41) - 2.5 x 85.50 = 1111.74 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.41) = 1060.39 mm
Sa는 작은 값인 1060.39 mm 를 적용
S = 2500.00 / 11.0 EA = 227.27 ≤ Sa (= 1060.39 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

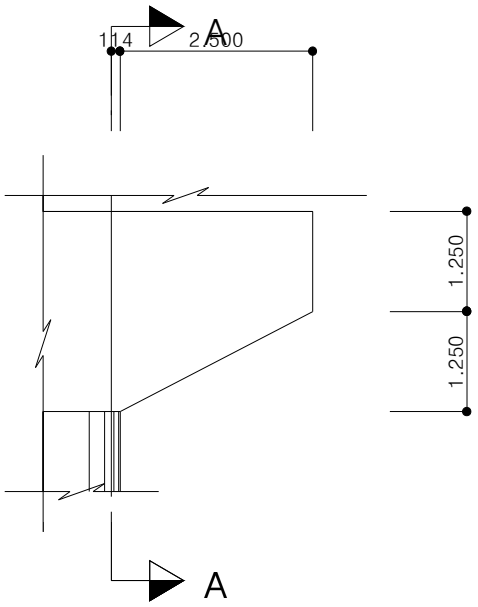
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{3.142} = 1.772\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.114m(= 1.000 - 1.772/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7589.977 kN - "ULO-03"

Mu = 10637.133 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 10637.133 / 7589.977 = 1.401 m

d = 2.500 - 0.144 = 2.356 m

a/d = 1.401 / 2.356 = 0.595 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	1856.3	7590.0

a = 1401.471 mm, d = 2355.905 mm

a / d (= 0.595) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1856.264 mm ≥ 0.5 x 2355.905 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7589.977 kN

Nuc = 0.20 x 7589.977 = 1517.995 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 10637.133 + 1517.995 x (2.500 - 2.356)

= 10855.869 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 2300.000 x 2355.905 = 29260.335 kN

≤ 5.6 x 2300.000 x 2355.905 = 30344.052 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29260.335 = 23408.268 kN ≥ Vu (=7589.977 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 7589977.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 16941.913 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 10637.133 + 1517.995 x (2.500 - 2.356) = 10855.869 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 14772.732 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7589.977 = 1517.995 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4743.736 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 19516.468 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2300.000 x 2355.905

= 14630.168 ㎟

Use As = 21832.900 ㎟ (철근도심 144.10 mm)

1단 : H29-10.0EA + H29- 9.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H25-10.0EA + H25- 9.0EA , d2 = 200.00 mm

Use As ≥ 19516.468 ㎟ , 14630.168 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (19516.468 - 4743.736)

= 7386.366 ㎟

사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2355.90 = 1570.60 mm구간에 7.0 단 설치

▶ 사용철근량(7.0단) : H22 - 42.00 EA = 16258.200 ㎟ ≥ 7386.366 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.4 < 2d(=4.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.701 m (< d = 2.400 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7473.281 kN - "UL0-03

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 1.300 m

Vui = -7568.673 kN (I단), Vuj = -7357.317 kN (J단)

검토위치(Lc) = 5.087 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -7568.673 + (-7357.317 - -7568.673)/1.300 x (5.087 - 4.500)

= -7473.281 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2802.94	2355.91	7473.28	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 2355.90

= 18770.514 kN ≥ Vu(= 7473.281 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 2355.90 = 3754.103 kN

< Vu (= 7473.281 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8754.919 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8754.919 + 4692.628)

= 10758.038 kN ≥ Vu(= 7473.281 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.489 x 2.614 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 41.404 kN

w2 = 1.250 x (2.614-0.114) / 2 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 16.621 kN

w3 = 1.250 x (2.614-2.500) x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 1.516 kN

Vc = 41.404 + 16.621 + 1.516 = 59.541 kN

Mc = 41.404 x 1.307 + 16.621 x 0.947 + 1.516 x 0.057 = 69.947 kN.m

Vu = 491.250 + 59.541(Vc)

= 550.791 kN

Mu = 491.250 x 1.414 + 69.947(Mc)

= 764.574 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	764.57	550.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5306.600 x 400.00 = 2122640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 36.996 mm, c = 36.996 / β1 = 36.996 / 0.85 = 43.525 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 43.525) / 43.525 = 0.14864

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1023.819 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.183]

1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00096

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 36.996 mm

ΦMn = 0.85 x 5306.600 x 400 x (2200.00 - a/2) = 3935.962 kN.m

≥ Mu (= 764.574 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.148]

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2200.00 = 3810.512 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 550.791 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7951.605 x 1000000 / [21832.900 x (2355.905 - 497.028/3)]
= 166.285 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x2355.9/(7x21832.900)]
= 497.028 mm

사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)
2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 166.29) - 2.5 x 85.50 = 259.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 166.29) = 378.87 mm
Sa는 작은 값인 259.83 mm 를 적용
S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 259.83 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 764.574 x 1000000 / [5306.600 x (2200.000 - 241.263/3)]
= 67.976 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5306.600/2500.0 + 7x5306.600/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2200.0/(7x5306.600)]
= 241.263 mm

사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.98) - 2.5 x 85.50 = 944.75 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 67.98) = 926.80 mm
Sa는 작은 값인 926.80 mm 를 적용
S = 2500.00 / 11.0 EA = 227.27 ≤ Sa (= 926.80 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.013 (90.90/7119.22) < 2d(=3.978) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2800.87	1944.91	7119.22	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 1944.90

= 15495.899 kN ≥ Vu(= 7119.216 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 1944.90 = 3099.180 kN

< Vu (= 7119.216 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7227.577 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7227.577 + 3873.975)

= 8881.241 kN ≥ Vu(= 7119.216 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 660.670 x 1000000 / [21832.900 x (1944.905 - 446.275/3)]

= 16.847 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x1944.9/(7x21832.900)]

= 446.275 mm

사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 16.85) - 2.5 x 85.50 = 4460.57 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 16.85) = 3739.46 mm

Sa는 작은 값인 3739.46 mm 를 적용

S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 3739.46 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.011 (78.04/7357.32) < 2d(=3.500) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2802.94	1705.91	7357.32	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 1705.90

= 13591.682 kN ≥ Vu(= 7357.317 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 1705.90 = 2718.336 kN

< Vu (= 7357.317 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6339.415 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6339.415 + 3397.920)

= 7789.868 kN ≥ Vu(= 7357.317 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 790.625 x 1000000 / [21832.900 x (1705.905 - 414.305/3)]

= 23.098 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x1705.9/(7x21832.900)]

= 414.305 mm

사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.10) - 2.5 x 85.50 = 3195.69 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 23.10) = 2727.55 mm

Sa는 작은 값인 2727.55 mm 를 적용

S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 2727.55 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-11067.216	-15358.788	1371.433	1371.433	0.000	-0.00314	축력최대
UL004	-11067.216	-10881.273	7007.428	14826.103	-945.307	0.02726	모멘트최대
UL022	-8513.243	-8370.210	6002.809	12338.949	1064.820	0.02416	탄성설계
UL022	-8513.243	-8370.210	3211.416	5323.462	1064.820	0.02416	소성설계
UE026	-7661.919	-7490.279	5923.679	13140.918	-872.591	0.02392	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	O.K	52583.482	15358.788	1371.433	3.424	O.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	O.K	14008.008	10881.273	15300.416	1.287	O.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	O.K	15998.694	8370.210	12577.930	1.911	O.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	O.K	10949.716	7490.279	13409.100	1.462	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15358.788	1371.433	89.293

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15358.788 x -0.00314 / (-0.000 x 10.175)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.175 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.039 / 0.500

= 46.364 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.039 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 1371.433

= 1371.433 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 1371.433

= 1371.433 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1017677.445 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 89.293 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2129.680 mm, a = k1 x c = 1810.228 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2990381.508 = 68629.256 kN

∑Csi = 14759.078 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 68629.256 + 14759.078 - 0.000 = 83388.333 kN

Mn = Cc x 950.050 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7445.298 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=89.285)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2129.680 mm, a = k1 x c = 1810.228 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2129.68) / 2129.68 = -0.00032

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN < Pn = 83388.333 kN

ΦPn = 0.70 x 75119.259 = 52583.482 kN ≥ Pu = 15358.788 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.089 = 4695.339 kN.m ≥ Mu = 1371.433 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10881.273	15300.416	1406.124

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10881.273 x 0.02726 / (-945.307 x 10.175)

= 0.031

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.175 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.039 / 0.500

= 46.364 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.039 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.031)

= 1.032

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.032 x 7007.428

= 7231.608 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.032 x 14826.103

= 15300.416 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 720996.091 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1406.124 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 797.520 mm, a = k1 x c = 677.892 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 937933.644 = 21525.577 kN

∑Csi = 6851.611 kN, ∑Tsi = 11026.757 kN

Pn = 21525.577 + 6851.611 - 11026.757 = 17350.431 kN

Mn = Cc x 942.067 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24396.779 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1406.119)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 797.520 mm, a = k1 x c = 677.892 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-797.52) / 797.52 = 0.00415

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.81 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0041-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.807

㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 17350.431 kN

ΦPn = 0.81 x 17350.431 = 14008.008 kN ≥ Pu = 10881.273 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.406 = 19696.993 kN.m ≥ Mu = 15300.416 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8370.210	12577.930	1502.702

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8370.210 x 0.02416 / (1064.820 x 10.175)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.175 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.039 / 0.500

= 46.364 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.039 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 6002.809

= 6119.071 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 12338.949

= 12577.930 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 554612.377 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1502.702 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 772.830 mm, a = k1 x c = 656.905 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 898349.583 = 20617.123 kN

∑Csi = 6688.370 kN, ∑Tsi = 11306.799 kN

Pn = 20617.123 + 6688.370 - 11306.799 = 15998.694 kN

Mn = Cc x 943.493 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24041.292 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1502.703)| = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 15998.694 kN

ΦPn = 1.00 x 15998.694 = 15998.694 kN ≥ Pu = 8370.210 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.503 = 24041.266 kN.m ≥ Mu = 12577.930 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7490.279	13409.100	1790.200

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 7490.279 x 0.02392 / (-872.591 x 10.175)

= 0.020

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.175 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.039 / 0.500

= 46.364 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.039 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.020)

= 1.020

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.020 x 5923.679

= 6044.570 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.020 x 13140.918

= 13409.100 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 496307.911 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1790.200 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 715.442 mm, a = k1 x c = 608.126 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 807625.431 = 18535.004 kN

∑Csi = 6326.344 kN, ∑Tsi = 11954.351 kN

Pn = 18535.004 + 6326.344 - 11954.351 = 12906.997 kN

Mn = Cc x 946.919 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23106.093 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1790.199)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 715.442 mm, a = k1 x c = 608.126 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-715.44) / 715.44 = 0.00497

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.848

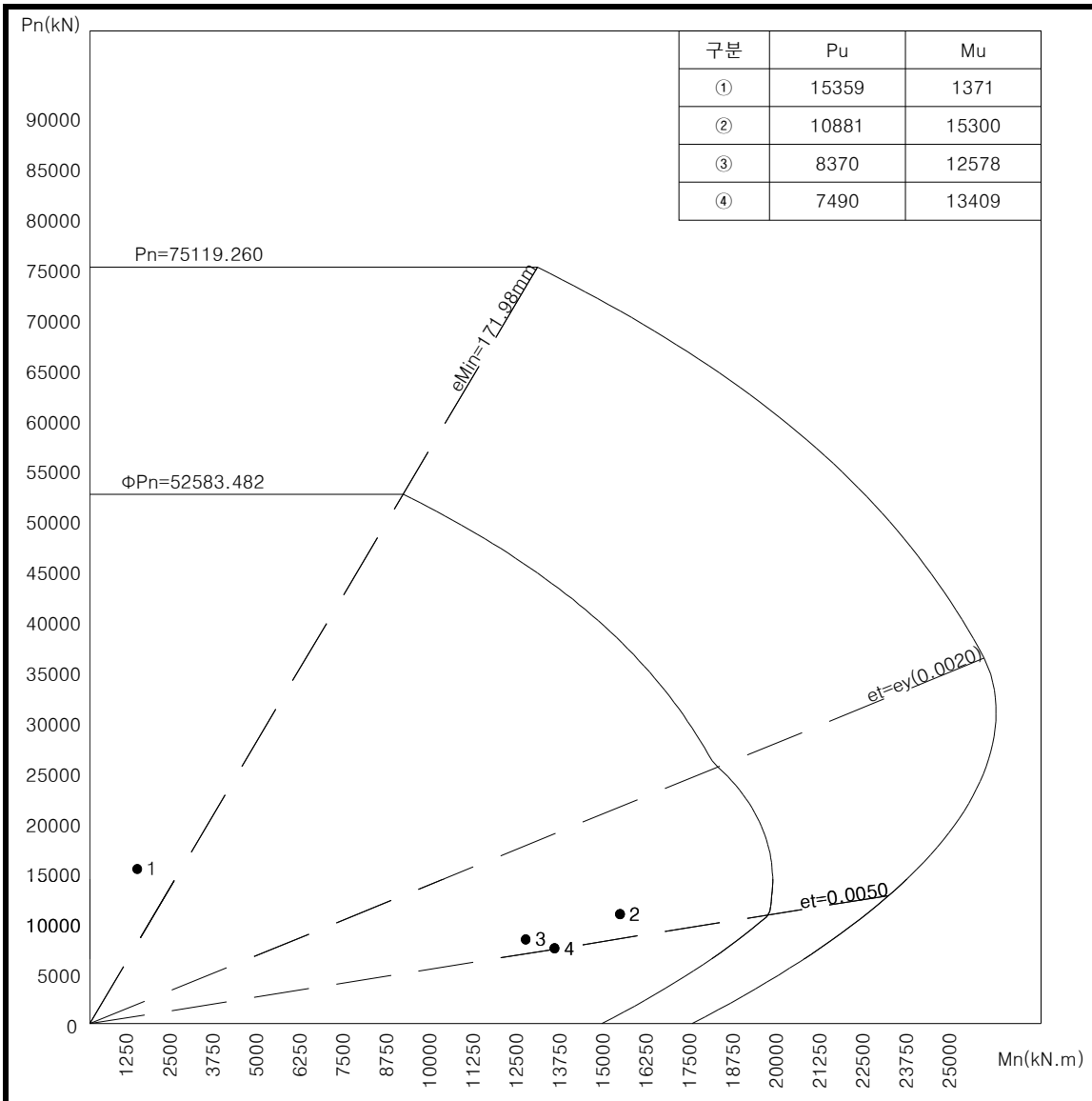
㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 12906.997 kN

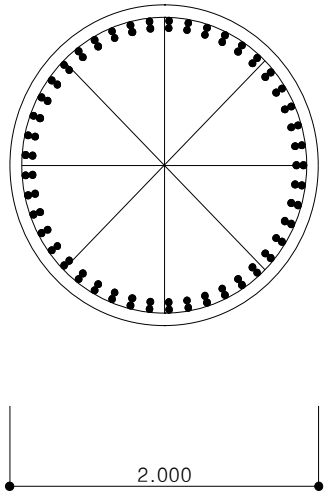
ΦPn = 0.85 x 12906.997 = 10949.716 kN ≥ Pu = 7490.279 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.790 = 19602.186 kN.m ≥ Mu = 13409.100 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	15359	1371
②	10881	15300
③	8370	12578
④	7490	13409



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1885.263 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 57816.000 mm²
Puse = 0.01840
1단 : H29-45Ea
2단 : H29-45Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-11067.216	-15358.788	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-10641.554	-10462.763	2651.960	10499.681	948.680	0.01733	모멘트최대
ULB22	-8513.243	-8370.210	3629.250	11213.550	1152.140	0.02000	탄성설계
ULB22	-8513.243	-8370.210	1209.750	3737.850	1152.140	0.02000	소성설계
UEB14	-8087.581	-7908.790	2651.960	10499.681	948.680	0.01733	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	O.K	52583.482	15358.788	0.000	3.424	O.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	O.K	19012.363	10462.763	10703.039	1.817	O.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	O.K	18091.094	8370.210	11372.769	2.161	O.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	O.K	14632.809	7908.790	10648.764	1.850	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15358.788	0.000	0.000

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1017677.445 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 7069.735 mm, a = k1 x c = 6009.274 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3141936.858 = 72107.451 kN

∑Csi = 21799.523 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 72107.451 + 21799.523 - 0.000 = 93906.974 kN

Mn = Cc x 3004.637 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = -0.000 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=-0.000)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 7069.735 mm, a = k1 x c = 6009.274 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-7069.73) / 7069.73 = -0.00219

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN < Pn = 93906.974 kN

ΦPn = 0.70 x 75119.259 = 52583.482 kN ≥ Pu = 15358.788 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10462.763	10703.039	1022.965

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10462.763 x 0.01733 / (948.680 x 10.175)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.175 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.039 / 0.500

= 46.364 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.039 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 2651.960

= 2703.323 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 10499.681

= 10703.039 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 693265.505 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1022.965 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 940.567 mm, a = k1 x c = 799.482 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1172507.793 = 26909.054 kN

∑Csi = 7702.233 kN, ∑Tsi = 9362.753 kN

Pn = 26909.054 + 7702.233 - 9362.753 = 25248.533 kN

Mn = Cc x 934.416 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25828.481 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1022.970)| = 0.0047 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 940.567 mm, a = k1 x c = 799.482 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-940.57) / 940.57 = 0.00306

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.75 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0031-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.753

㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 25248.533 kN

ΦPn = 0.75 x 25248.533 = 19012.363 kN ≥ Pu = 10462.763 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.023 = 19448.979 kN.m ≥ Mu = 10703.039 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8370.210	11372.769	1358.720

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8370.210 x 0.02000 / (1152.140 x 10.175)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.175 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.039 / 0.500

= 46.364 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.039 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 3629.250

= 3680.781 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 11213.550

= 11372.769 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 554612.377 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1358.720 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 811.063 mm, a = k1 x c = 689.403 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 959774.848 = 22026.833 kN

∑Csi = 6936.931 kN, ∑Tsi = 10872.670 kN

Pn = 22026.833 + 6936.931 - 10872.670 = 18091.094 kN

Mn = Cc x 941.297 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24580.883 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1358.728)| = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 18091.094 kN

ΦPn = 1.00 x 18091.094 = 18091.094 kN ≥ Pu = 8370.210 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.359 = 24580.725 kN.m ≥ Mu = 11372.769 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7908.790	10648.764	1346.447

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 7908.790 x 0.01733 / (948.680 x 10.175)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.175 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 11.039 / 0.500

= 46.364 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 11.039 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 2651.960

= 2689.615 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 10499.681

= 10648.764 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 524038.563 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1346.447 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 814.973 mm, a = k1 x c = 692.727 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 966097.740 = 22171.943 kN

∑Csi = 6947.287 kN, ∑Tsi = 10828.219 kN

Pn = 22171.943 + 6947.287 - 10828.219 = 18291.011 kN

Mn = Cc x 941.077 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24627.715 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1346.438)| = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 814.973 mm, a = k1 x c = 692.727 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-814.97) / 814.97 = 0.00399

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

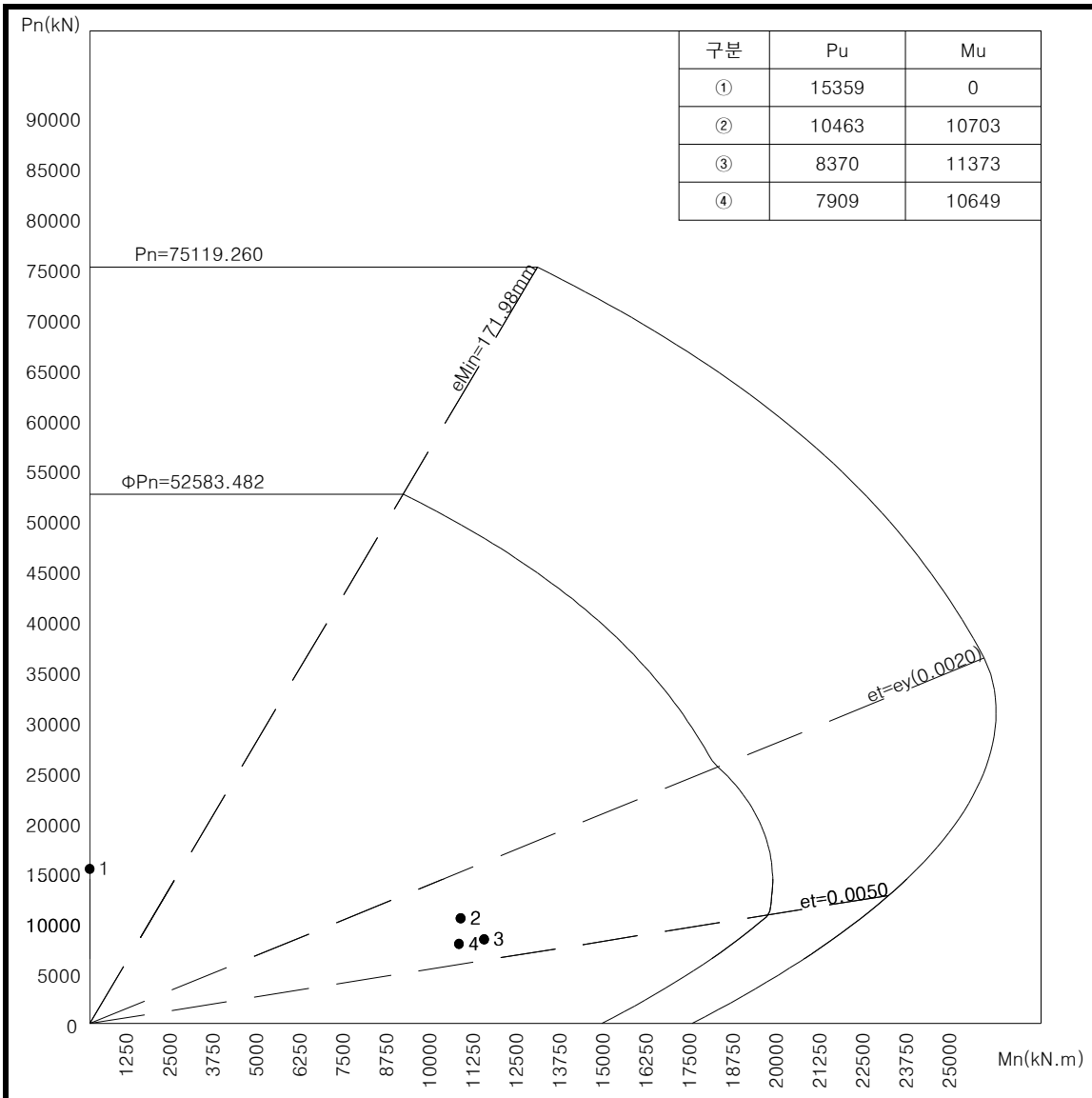
㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 18291.011 kN

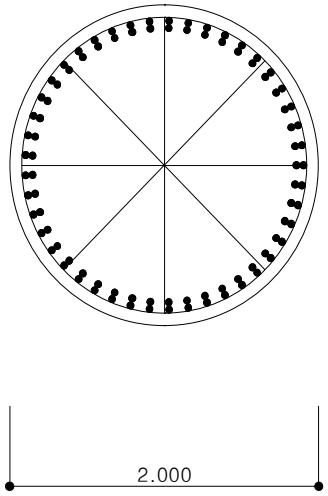
ΦPn = 0.80 x 18291.011 = 14632.809 kN ≥ Pu = 7908.790 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.346 = 19702.296 kN.m ≥ Mu = 10648.764 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	15359	0
②	10463	10703
③	8370	11373
④	7909	10649



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1885.263 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 57816.000 mm²
Puse = 0.01840
1단 : H29-45Ea
2단 : H29-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-15358.788	0.000	1371.433	1371.433	축력최대
UL14	-10462.763	10703.039	14696.772	18181.038	모멘트최대
UL22	-8370.210	4267.900	12577.930	13282.292	탄성설계
UL22	-8370.210	4267.900	12577.930	13282.292	소성설계
UE14	-7908.790	10648.764	14005.264	17593.850	편심최대
UL04	-10881.273	708.871	15300.416	15316.828	모멘트최대
UE26	-7490.279	651.034	13409.100	13424.895	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 4186.810 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 4186.810 x 1.019 = 4267.900 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=4186.810) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	O.K	52583.482	15358.788	1371.433	3.424	O.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	O.K	11291.498	10462.763	18181.038	1.079	O.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	O.K	14965.776	8370.210	13282.292	1.788	O.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	O.K	8419.499	7908.790	17593.850	1.065	O.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	O.K	13992.884	10881.273	15316.828	1.286	O.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	O.K	10936.381	7490.279	13424.895	1.460	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15358.788	1371.433	89.293

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1017677.445 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 89.293 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2129.680 mm, a = k1 x c = 1810.228 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2990381.508 = 68629.256 kN

∑Csi = 14759.078 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 68629.256 + 14759.078 - 0.000 = 83388.333 kN

Mn = Cc x 950.050 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7445.298 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=89.285)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2129.680 mm, a = k1 x c = 1810.228 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2129.68) / 2129.68 = -0.00032

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN < Pn = 83388.333 kN

ΦPn = 0.70 x 75119.259 = 52583.482 kN ≥ Pu = 15358.788 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.089 = 4695.339 kN.m ≥ Mu = 1371.433 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=53.936도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10462.763	18181.038	1737.690

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 693265.505 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1737.690 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 724.214 mm, a = k1 x c = 615.582 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 821368.580 = 18850.409 kN

∑Csi = 6388.727 kN, ∑Tsi = 11853.132 kN

Pn = 18850.409 + 6388.727 - 11853.132 = 13386.003 kN

Mn = Cc x 946.385 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23260.714 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1737.689)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 724.214 mm, a = k1 x c = 615.582 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-724.21) / 724.21 = 0.00487

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.844

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 13386.003 kN

ΦPn = 0.84 x 13386.003 = 11291.498 kN ≥ Pu = 10462.763 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.738 = 19621.123 kN.m ≥ Mu = 18181.038 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=71.257도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8370.210	13282.292	1586.853

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 554612.377 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1586.853 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 753.610 mm, a = k1 x c = 640.568 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 867757.180 = 19915.027 kN

∑Csi = 6570.499 kN, ∑Tsi = 11519.750 kN

Pn = 19915.027 + 6570.499 - 11519.750 = 14965.776 kN

Mn = Cc x 944.623 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23748.606 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1586.861)| = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 14965.776 kN

ΦPn = 1.00 x 14965.776 = 14965.776 kN ≥ Pu = 8370.210 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.587 = 23748.486 kN.m ≥ Mu = 13282.292 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=52.753도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7908.790	17593.850	2224.594

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 524038.563 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 2224.594 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 658.985 mm, a = k1 x c = 560.137 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 720350.352 = 16532.041 kN

∑Csi = 5958.670 kN, ∑Tsi = 12585.418 kN

Pn = 16532.041 + 5958.670 - 12585.418 = 9905.293 kN

Mn = Cc x 950.434 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22035.320 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2224.601)| = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 658.985 mm, a = k1 x c = 560.137 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-658.99) / 658.99 = 0.00565

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 9905.293 kN

ΦPn = 0.85 x 9905.293 = 8419.499 kN ≥ Pu = 7908.790 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.225 = 18729.970 kN.m ≥ Mu = 17593.850 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=87.347도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10881.273	15316.828	1407.632

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 720996.091 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1407.632 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 797.106 mm, a = k1 x c = 677.540 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 937268.138 = 21510.304 kN

∑Csi = 6848.961 kN, ∑Tsi = 11031.545 kN

Pn = 21510.304 + 6848.961 - 11031.545 = 17327.720 kN

Mn = Cc x 942.090 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24391.063 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1407.633)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 797.106 mm, a = k1 x c = 677.540 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-797.11) / 797.11 = 0.00415

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.81 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0042-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.808

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 17327.720 kN

ΦPn = 0.81 x 17327.720 = 13992.884 kN ≥ Pu = 10881.273 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.408 = 19696.832 kN.m ≥ Mu = 15316.828 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=87.220도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7490.279	13424.895	1792.309

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 496307.911 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1792.309 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 715.103 mm, a = k1 x c = 607.837 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 807094.679 = 18522.823 kN

∑Csi = 6323.900 kN, ∑Tsi = 11958.316 kN

Pn = 18522.823 + 6323.900 - 11958.316 = 12888.406 kN

Mn = Cc x 946.939 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23100.056 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1792.313)| = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 715.103 mm, a = k1 x c = 607.837 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-715.10) / 715.10 = 0.00497

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0050-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.849

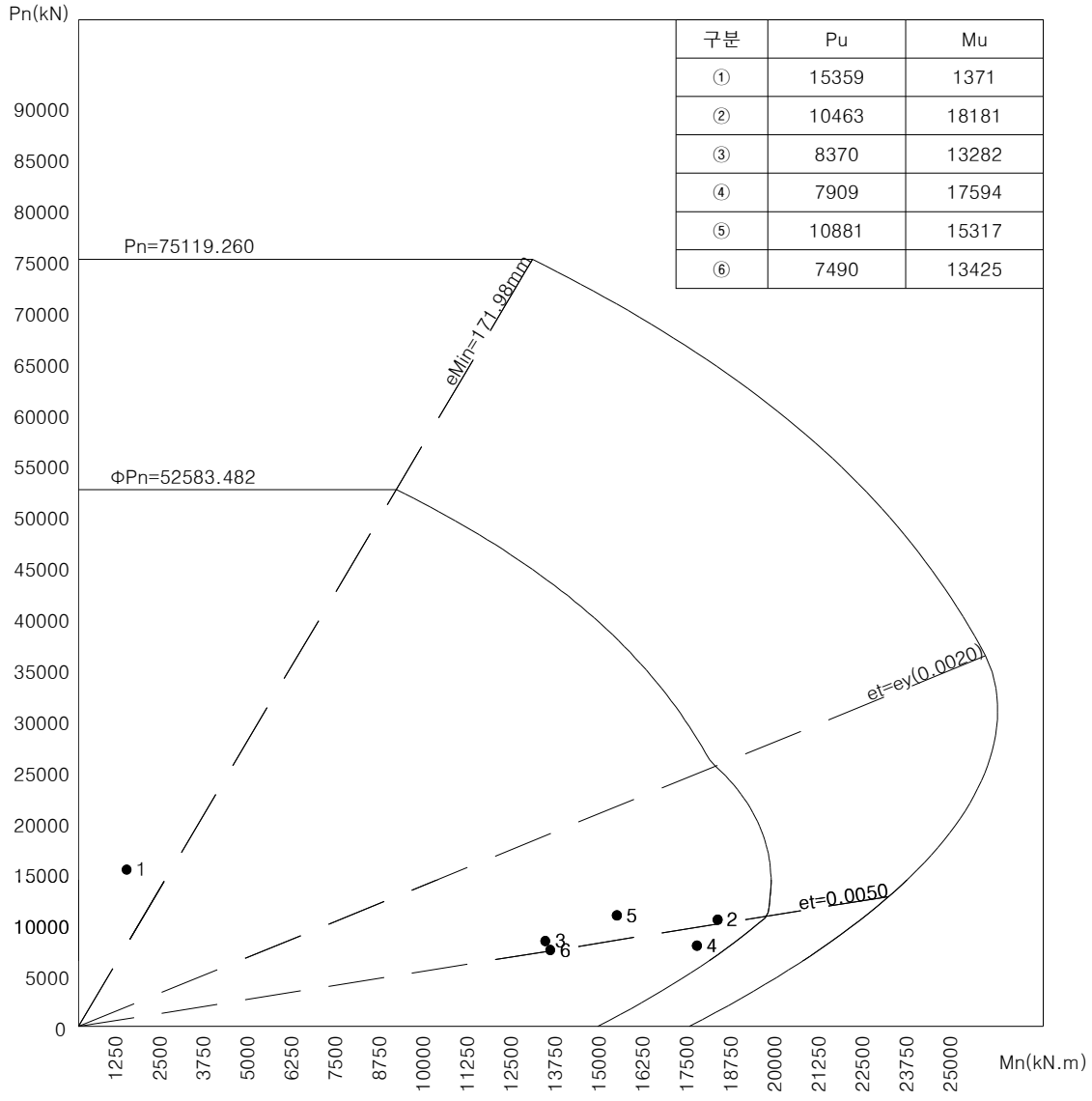
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 12888.406 kN

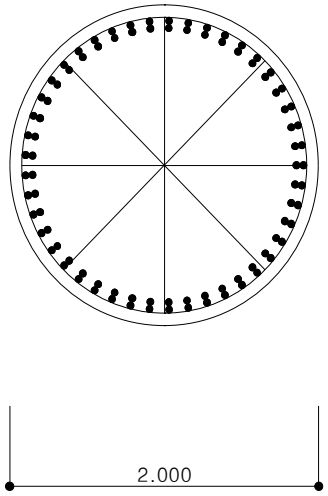
ΦPn = 0.85 x 12888.406 = 10936.381 kN ≥ Pu = 7490.279 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.792 = 19601.375 kN.m ≥ Mu = 13424.895 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	15359	1371
②	10463	18181
③	8370	13282
④	7909	17594
⑤	10881	15317
⑥	7490	13425



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1885.263 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

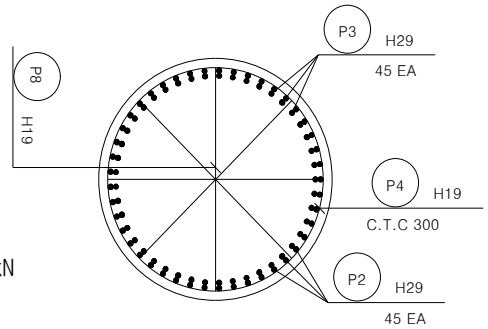
▣ 사용 철근

Ast = 57816.000 mm²
Puse = 0.01840
1단 : H29-45Ea
2단 : H29-45Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB14 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V =	948.680 kN
교축직각방향	V =	0.000 kN
합성전단력	V =	948.680 kN
축방향력	P =	10462.763 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 948.680 / 0.80 = 1185.850 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2000.000 mm d' = 114.737 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 560.275 mm

d = h/2 + Zs

= 2000.000/2 + 560.275

= 1560.275 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 10462.763 x 1000 / (14 x 3141592.654) } x √27.0
x 2000.000 x 1560.275

= 3345.355 kN

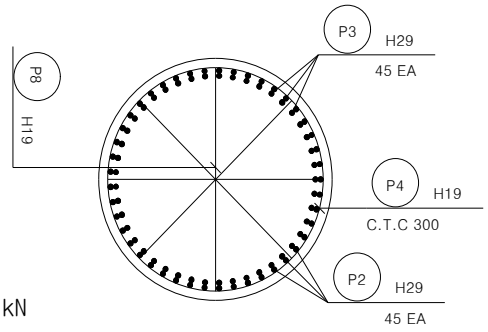
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1672.678 kN ≥ Vn ≤ Vc = 3345.355 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V =	1152.140 kN
교축직각방향	V =	431.320 kN
합성전단력	V =	1230.229 kN
축방향력	P =	8370.210 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1230.229 / 1.00 = 1230.229 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2000.000 mm d' = 114.737 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 560.275 mm

d = h/2 + Zs

= 2000.000/2 + 560.275

= 1560.275 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x { 10 x Pu / x (√fck x Ag) } x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 10 + 8370.210 x 1000 / (√27.0 x 3141592.654) }

x { 1 + 8370.210 / (14 x 3141592.654) } x √27.0 x 2000.000 x 1560.275

= 3174.271 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1587.135 kN > Vn = 1230.229 kN ∴ 전단철근 불필요

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 8300.0 / 6 = 1383.3 ㎜
∴ 2000.0 ㎜ = 2.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 ㎜
∴ 174.0 ㎜ = 0.174 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1000.0 ㎜
∴ 1000.0 ㎜ = 1.000 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 500.0 ㎜ = 0.500 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	10452.775	431.080	5906.327	13494.775	52629.623	6768.486	축력최대
SV004	8370.210	727.159	11404.695	11412.210	44507.619	12859.014	모멘트최대
SV015	8370.210	727.159	11404.695	11412.210	44507.619	12859.014	편심최대
SV022	8370.210	1064.820	12338.949	11412.210	44507.619	14468.589	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.800 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3042.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.800$ m

$My = M + P \times e$, $e = -0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 2.000$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 472246.250 x 36 / (7.800 x 7.800) = 279435.651 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 472246.250 kN/m) ,『말뚝계산』참조

L : 확대기초의 길이 (= 7.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 36 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

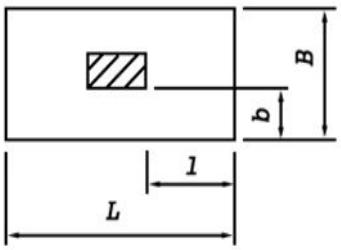
β = ⁴√{(3 x 279435.651) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.248 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.900,2.900) = 2.900

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.900

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.900



βλ = 0.248 x 2.900 = 0.719 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	15358.788	0.000	-1371.433	19313.388	75322.213	1371.433	축력최대
UL004	10881.273	945.307	14826.103	14835.873	57859.905	16716.717	모멘트최대
UE026	7490.279	872.591	13140.918	10228.079	39889.508	14886.100	편심최대
UL022	8370.210	1064.820	12338.949	11412.210	44507.619	14468.589	지진시
SV005	10452.775	431.080	5906.327	13494.775	52629.623	6768.486	축력최대
SV004	8370.210	727.159	11404.695	11412.210	44507.619	12859.014	모멘트최대
SV015	8370.210	727.159	11404.695	11412.210	44507.619	12859.014	편심최대
SV022	8370.210	1064.820	12338.949	11412.210	44507.619	14468.589	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 7.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.800 m

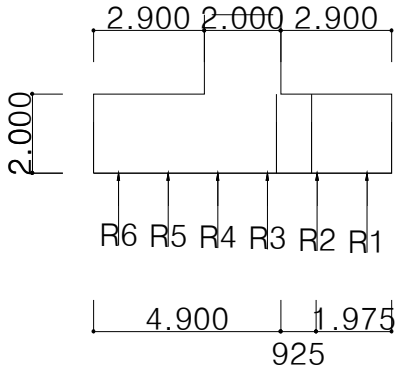
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본
R2 = Ru2 x 6본
R3 = Ru3 x 6본
R4 = Ru4 x 6본
R5 = Ru5 x 6본
R6 = Ru6 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV005	3027.315	2716.041	2404.766	2093.492	1782.218	1470.943
SV004	3370.007	2782.818	2195.629	1608.441	1021.252	434.063
SV015	3370.007	2782.818	2195.629	1608.441	1021.252	434.063
SV022	3553.866	2893.133	2232.401	1571.669	910.937	250.204
UL001	3366.63	3307.537	3248.444	3189.352	3130.259	3071.166
UL004	4381.01	3617.664	2854.318	2090.973	1327.627	564.281
UE026	3407.569	2726.414	2045.258	1364.102	682.946	1.79
UL022	3553.866	2893.133	2232.401	1571.669	910.937	250.204

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.975 x 2.000 x 7.800 x 25.000 = 770.250 kN

Ma = 3.014 x 2.000 x 7.800 x 25.000 x 3.014/2 = 1771.418 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.364+ R2 x -1.064

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 77.80%의 값을 적용

→(5.850 + 0.500/2 -5.711) / 0.500 = 0.778

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	5140.395	10046.441	4370.145	8275.023	
SV004	5535.040	10927.616	4764.790	9156.198	
SV015	5535.040	10927.616	4764.790	9156.198	
SV022	5804.723	11479.632	5034.473	9708.214	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	5939.894	11477.934	4938.569	9175.090	
UL004	7195.552	14205.901	6194.227	11903.057	
UE026	5528.719	10956.398	4835.494	9362.121	
UL022	5804.723	11479.632	5034.473	9708.214	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7800.00	2000.00	1850.00	150.00	11903.06	6194.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 39186.400 x 400.00 = 15674560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7800.000 = 179010.000 x a

T = C 이므로, a = 87.562 mm, c = 87.562 / β1 = 87.562 / 0.85 = 103.015 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 103.015) / 103.015 = 0.05088

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 19145.139 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 39186.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.047]

1단 : H29 - 61.0 EA (= 39186.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7800.0 x 1200.0 = 14040.000 mm²

As,req = 19145.139 mm²

ρmin = Max(19145.139, 14040.000) / bd = 0.00133

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00272

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 87.562 mm

ΦMn = 0.85 x 39186.400 x 400 x (1850.00 - a/2) = 24064.932 kN.m

≥ Mu (= 11903.057 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.022]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7800.00 x 1850.00 = 9997.397 kN

≥ Vu (= 6194.227 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 63 EA

    H25 - 32 EA = 48136.500 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7800.0 = 23400.0 ㎟ < 48136.5 ㎟

    (48136.500 / 7.800) = 6171.346 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 32 EA = 16214.400 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 16214.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 9156.198 \times 1000000 / [39186.400 \times (1850.000 - 327.263/3)]$

  $= 134.216$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7 \times 39186.400/7800.0 + 7 \times 39186.400/7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7800.0 \times 1850.0/(7 \times 39186.400)]}$

  $= 327.263$ mm

  사용철근량 = 39186.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

  1단 : H29 - 61.0 EA (= 39186.4 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.22) - 2.5 x 135.50 = 247.99 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.22) = 469.39 mm

  Sa는 작은 값인 247.99 mm 를 적용

  S = 7800.00 / 61.0 EA = 127.87 ≤ Sa (= 247.99 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	10452.775	730.507	-8131.465	13494.775	52629.623	6670.451	축력최대
SVB14	8370.210	758.944	-8399.745	11412.210	44507.619	6881.857	모멘트최대
SVB14	8370.210	758.944	-8399.745	11412.210	44507.619	6881.857	편심최대
SVB22	8370.210	1152.140	11213.550	11412.210	44507.619	13517.830	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.800 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3042.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.800$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	15358.788	0.000	0.000	19313.388	75322.213	0.000	축력최대
ULB14	10462.763	948.680	-10499.681	14265.263	55634.526	8602.321	모멘트최대
UEB14	7908.790	948.680	-10499.681	10798.690	42114.891	8602.321	편심최대
ULB22	8370.210	1152.140	11213.550	11412.210	44507.619	13517.830	지진시
SVB16	10452.775	730.507	-8131.465	13494.775	52629.623	6670.451	축력최대
SVB14	8370.210	758.944	-8399.745	11412.210	44507.619	6881.857	모멘트최대
SVB14	8370.210	758.944	-8399.745	11412.210	44507.619	6881.857	편심최대
SVB22	8370.210	1152.140	11213.550	11412.210	44507.619	13517.830	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 7.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.800 m

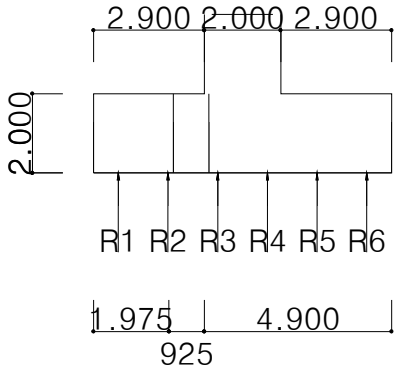
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본
R2 = Ru2 x 6본
R3 = Ru3 x 6본
R4 = Ru4 x 6본
R5 = Ru5 x 6본
R6 = Ru6 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB16	3050.843	2730.158	2409.472	2088.786	1768.101	1447.415
SVB14	2729.76	2398.67	2067.58	1736.49	1405.4	1074.31
SVB14	2729.76	2398.67	2067.58	1736.49	1405.4	1074.31
SVB22	3460.05	2836.844	2213.638	1590.432	967.226	344.02
ULB01	3218.898	3218.898	3218.898	3218.898	3218.898	3218.898
ULB14	3412.2	2998.337	2584.475	2170.613	1756.75	1342.888
UEB14	2834.437	2420.575	2006.713	1592.851	1178.988	765.126
ULB22	3460.05	2836.844	2213.638	1590.432	967.226	344.02

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.975 x 2.000 x 7.800 x 25.000 = 770.250 kN

Ma = 3.014 x 2.000 x 7.800 x 25.000 x 3.014/2 = 1771.418 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.364+ R2 x 1.064

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 77.80%의 값을 적용

→(2.089 + 0.500/2 -1.950) / 0.500 = 0.778

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB16	5174.906	10117.082	4404.656	8345.664	
SVB14	4595.925	9005.337	3825.675	7233.918	
SVB14	4595.925	9005.337	3825.675	7233.918	
SVB22	5667.114	11197.960	4896.864	9426.542	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	5723.201	11034.382	4721.876	8731.539	
ULB14	5744.906	11256.671	4782.094	9042.398	
UEB14	4717.645	9276.102	3985.907	7593.255	
ULB22	5667.114	11197.960	4896.864	9426.542	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7800.00	2000.00	1850.00	150.00	9426.54	4896.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 31922.100 x 400.00 = 12768840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7800.000 = 179010.000 x a

T = C 이므로, a = 71.330 mm, c = 71.330 / β1 = 71.330 / 0.85 = 83.918 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 83.918) / 83.918 = 0.06314

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 15124.704 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 31922.1 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.111]

1단 : H25 - 63.0 EA (= 31922.1 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7800.0 x 1200.0 = 14040.000 mm²

As,req = 15124.704 mm²

ρmin = Max(15124.704, 14040.000) / bd = 0.00105

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.330 mm

ΦMn = 0.85 x 31922.100 x 400 x (1850.00 - a/2) = 19691.909 kN.m

≥ Mu (= 9426.542 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.089]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7800.00 x 1850.00 = 9997.397 kN

≥ Vu (= 4896.864 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 61 EA

    H29 - 31 EA = 59100.800 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7800.0 = 23400.0 ㎟ < 59100.8 ㎟

    (59100.800 / 7.800) = 7577.026 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H29 - 31 EA = 19914.400 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 19914.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 8345.664 \times 1000000 / [31922.100 \times (1850.000 - 298.183/3)]$

  $= 149.342$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x31922.100/7800.0 + 7x31922.100/7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7800.0x1850.0/(7x31922.100)]}$

  $= 298.183$ mm

  사용철근량 = 31922.1 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

  1단 : H25 - 63.0 EA (= 31922.1 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.34) - 2.5 x 137.50 = 183.56 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 149.34) = 421.85 mm

  Sa는 작은 값인 183.56 mm 를 적용

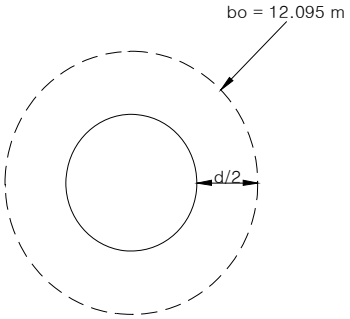
  S = 7800.00 / 63.0 EA = 123.81 ≤ Sa (= 183.56 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -15358.788 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 12.095 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x √(27) x 12.095 x 1.850
= 58134.549 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.850)/(2 · 12.095)) x √(27) x 12.095 x 1.850
= 78657.622 kN

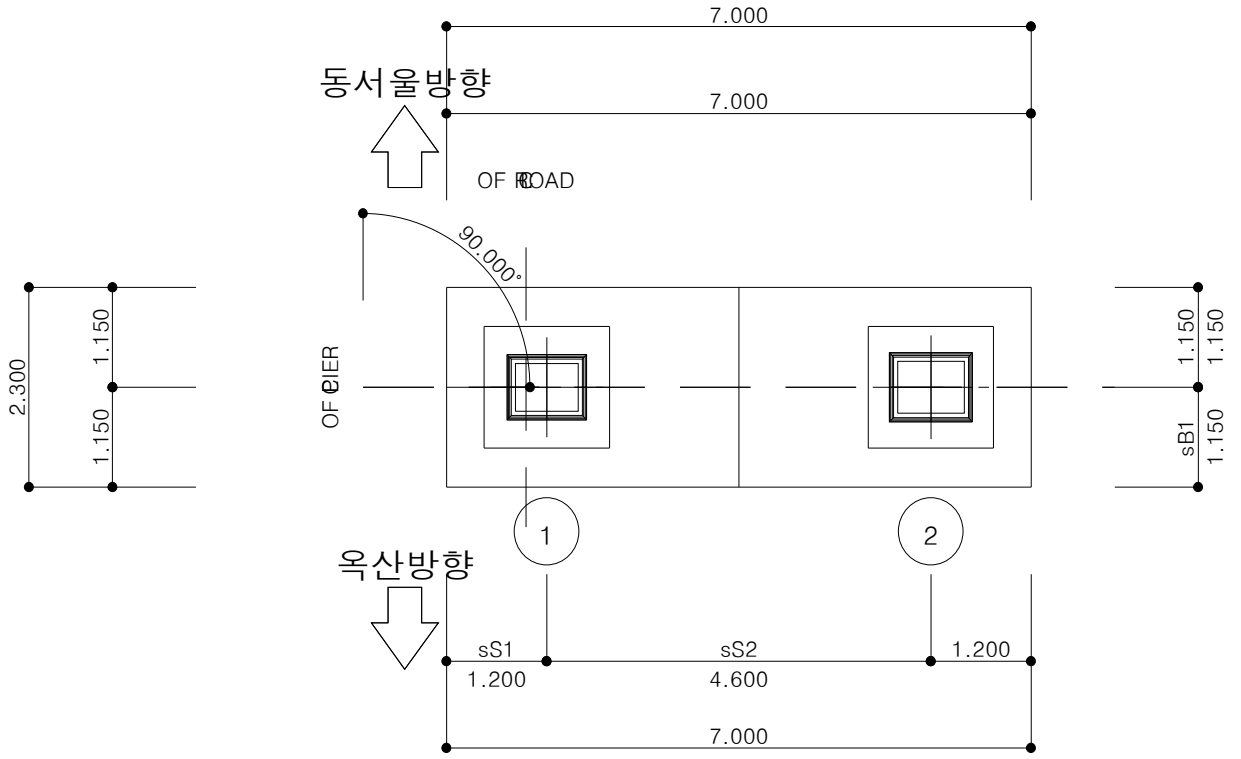
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 12.095 x 1.850
= 38756.366 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 38756.366 = 31005.093 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 45.000 = 425.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	425.000	550.000	750.000	875.000	O.K
2	425.000	595.000	795.000	852.500	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	5000.000	4560.804	O.K	681.000	435.960	O.K
SHOE 2	6000.000	5479.680	O.K	743.600	506.390	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	4560.804	318.143	327.789	1900.000	1750.000	
2	5479.680	379.941	380.744	1945.000	1795.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	6587.151	10838.800	O.K	6175.987	10064.600	O.K
2	7752.605	10838.800	O.K	7204.880	10064.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1767.460	14325.000	O.K	1821.053	14325.000	O.K
2	2110.785	14325.000	O.K	2115.246	14325.000	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 5479.680 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 3832.741 x 0.114 / 1.15 = 379.941 kN

  Hx2 = 491.250 / 1.33 = 369.361 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 379.941 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (9.170 / 4.340)] x 4.340 = 15.5 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 15.526 x 90.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 279.468 kN

  Hy2 = 506.390 / 1.33 = 380.744 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 380.744 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 595.000 mm b1y = 795.000 mm

b2x = 1150.000 mm b2y = 1200.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2300.000 mm < 5 x b1x = 2975.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2400.000 mm < 5 x b1y = 3975.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 595.000/2300.000) x 5479.680 x 10^3 /180.000

= 5641.821 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 795.000/2400.000) x 5479.680 x 10^3 /180.000

= 5089.634 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 379.941 x 10^3 / 180.000

= 2110.785 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 380.744 x 10^3 / 180.000

= 2115.246 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 595.000 + 1200.000 = 1795.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 795.000 + 1150.000 = 1945.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 5089.634 + 2115.246 = 7204.880 mm^2

Bxo = 1795.000 mm 범위내에서 H22 - 26 EA

As = 387.100 x 26 = 10064.600 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 5641.821 + 2110.785 = 7752.605 mm^2

Byo = 1945.000 mm 범위내에서 H22 - 28 EA

As = 387.100 x 28 = 10838.800 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 380.744 x 10^3 / 180.000 = 2115.246 ㎟

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

As = 286.500 x 24 + 286.500 x 26 = 14325.000 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 379.941 x 10^3 / 180.000 = 2110.785 ㎟

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

As = 286.500 x 24 + 286.500 x 26 = 14325.000 ㎟ ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

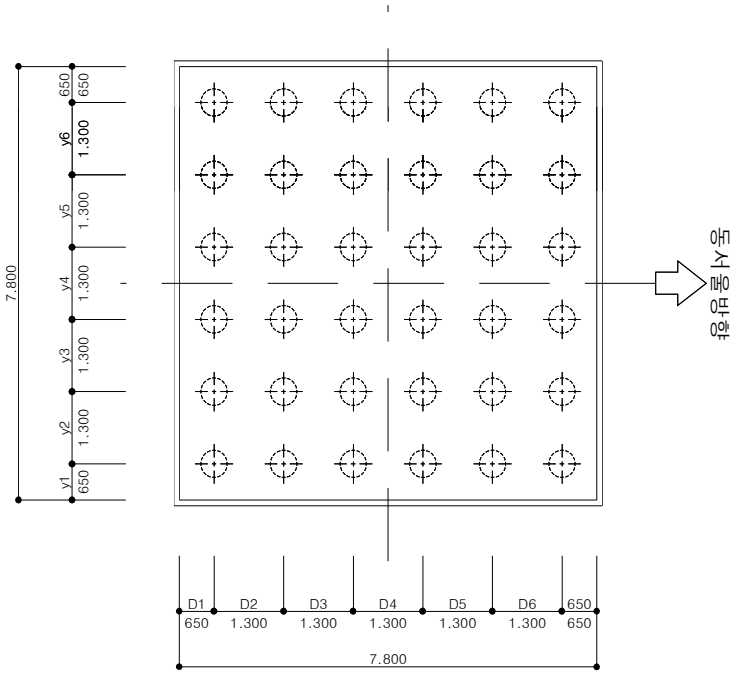
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.10 MPa
유효프리스트레스(두부) fce2 = 0.00 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.1085 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.00248 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.00991 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	13494.775	431.080	6768.486	SV005
	COMBO 2	11412.210	727.159	12859.014	SV004
	COMBO 3	11412.210	727.159	12859.014	SV015
	COMBO 4	11412.210	1064.820	14468.589	SV022
계수하중	COMBO 1	19313.388	0.000	1371.433	UL001
	COMBO 2	14835.873	945.307	16716.717	UL004
	COMBO 3	10228.079	872.591	14886.100	UE026
	COMBO 4	11412.210	1064.820	14468.589	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.696

Kv = a x Ap x Ep / L = 472246.250 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 50 = 50000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.847	68173.16
1.847	2.087	41768.11
2.087	2.111	39893.10
2.111	2.113	39721.69
2.113	2.114	39705.66
2.114	2.114	39704.16
2.114	2.114	39704.02

Kh = 39704.00 kN/㎥

β = 0.473 m-1

βL = 0.473 x 6.4000 = 3.028 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.553	136346.32
1.553	1.727	89144.88
1.727	1.744	85663.36
1.744	1.746	85344.02
1.746	1.746	85314.15
1.746	1.746	85311.35
1.746	1.746	85311.09

Kh = 85311.06 kN/㎥

β = 0.573 m-1

βL = 0.573 x 6.4000 = 3.666 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	41961.598	74469.818	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	44347.560	65006.270	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	44347.560	65006.270	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	93738.379	113490.679	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1510617.5	2680913.5
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1596512.2	-2340225.7
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17000865.0	17000865.0
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	87174678.7	87885761.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0003747	0.0007938	0.0000845	COMBO 1	0.0000170	0.0011360	0.0000160
COMBO 2	0.0006498	0.0006713	0.0001594	COMBO 2	0.0008448	0.0008727	0.0002072
COMBO 3	0.0006498	0.0006713	0.0001594	COMBO 3	0.0007731	0.0006016	0.0001849
COMBO 4	0.0005538	0.0006713	0.0001794	COMBO 4	0.0005538	0.0006713	0.0001794

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 0.650 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0003747	0.0010684	0.0000845	504.553	11.974	-8.695
	2	0.0003747	0.0009586	0.0000845	452.673	11.974	-8.695
	3	0.0003747	0.0008487	0.0000845	400.794	11.974	-8.695
	4	0.0003747	0.0007388	0.0000845	348.915	11.974	-8.695
	5	0.0003747	0.0006290	0.0000845	297.036	11.974	-8.695
	6	0.0003747	0.0005191	0.0000845	245.157	11.974	-8.695
COMBO 2	1	0.0006498	0.0011894	0.0001594	561.668	20.199	-13.876
	2	0.0006498	0.0009821	0.0001594	463.803	20.199	-13.876
	3	0.0006498	0.0007749	0.0001594	365.938	20.199	-13.876
	4	0.0006498	0.0005677	0.0001594	268.073	20.199	-13.876
	5	0.0006498	0.0003604	0.0001594	170.209	20.199	-13.876
	6	0.0006498	0.0001532	0.0001594	72.344	20.199	-13.876
COMBO 3	1	0.0006498	0.0011894	0.0001594	561.668	20.199	-13.876
	2	0.0006498	0.0009821	0.0001594	463.803	20.199	-13.876
	3	0.0006498	0.0007749	0.0001594	365.938	20.199	-13.876
	4	0.0006498	0.0005677	0.0001594	268.073	20.199	-13.876
	5	0.0006498	0.0003604	0.0001594	170.209	20.199	-13.876
	6	0.0006498	0.0001532	0.0001594	72.344	20.199	-13.876
COMBO 4	1	0.0005538	0.0012542	0.0001794	592.311	29.578	-15.641
	2	0.0005538	0.0010211	0.0001794	482.189	29.578	-15.641
	3	0.0005538	0.0007879	0.0001794	372.067	29.578	-15.641
	4	0.0005538	0.0005547	0.0001794	261.945	29.578	-15.641
	5	0.0005538	0.0003215	0.0001794	151.823	29.578	-15.641
	6	0.0005538	0.0000883	0.0001794	41.701	29.578	-15.641

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000170	0.0011882	0.0000160	561.105	0.000	0.752
	2	0.0000170	0.0011673	0.0000160	551.256	0.000	0.752
	3	0.0000170	0.0011465	0.0000160	541.407	0.000	0.752
	4	0.0000170	0.0011256	0.0000160	531.559	0.000	0.752
	5	0.0000170	0.0011047	0.0000160	521.710	0.000	0.752
	6	0.0000170	0.0010839	0.0000160	511.861	0.000	0.752
COMBO 2	1	0.0008448	0.0015462	0.0002072	730.168	26.259	-18.039
	2	0.0008448	0.0012768	0.0002072	602.944	26.259	-18.039
	3	0.0008448	0.0010074	0.0002072	475.720	26.259	-18.039
	4	0.0008448	0.0007380	0.0002072	348.495	26.259	-18.039
	5	0.0008448	0.0004686	0.0002072	221.271	26.259	-18.039
	6	0.0008448	0.0001991	0.0002072	94.047	26.259	-18.039
COMBO 3	1	0.0007731	0.0012026	0.0001849	567.928	24.239	-16.950
	2	0.0007731	0.0009622	0.0001849	454.402	24.239	-16.950
	3	0.0007731	0.0007218	0.0001849	340.876	24.239	-16.950
	4	0.0007731	0.0004814	0.0001849	227.350	24.239	-16.950
	5	0.0007731	0.0002410	0.0001849	113.824	24.239	-16.950
	6	0.0007731	0.0000006	0.0001849	0.298	24.239	-16.950
COMBO 4	1	0.0005538	0.0012542	0.0001794	592.311	29.578	-15.641
	2	0.0005538	0.0010211	0.0001794	482.189	29.578	-15.641
	3	0.0005538	0.0007879	0.0001794	372.067	29.578	-15.641
	4	0.0005538	0.0005547	0.0001794	261.945	29.578	-15.641
	5	0.0005538	0.0003215	0.0001794	151.823	29.578	-15.641
	6	0.0005538	0.0000883	0.0001794	41.701	29.578	-15.641

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	504.553	11.974	-8.695	6
	2	1.950	0	452.673	11.974	-8.695	6
	3	0.650	0	400.794	11.974	-8.695	6
	4	-0.650	0	348.915	11.974	-8.695	6
	5	-1.950	0	297.036	11.974	-8.695	6
	6	-3.250	0	245.157	11.974	-8.695	6
	계			13494.775	431.080	6768.486	36
COMBO 2	1	3.250	0	561.668	20.199	-13.876	6
	2	1.950	0	463.803	20.199	-13.876	6
	3	0.650	0	365.938	20.199	-13.876	6
	4	-0.650	0	268.073	20.199	-13.876	6
	5	-1.950	0	170.209	20.199	-13.876	6
	6	-3.250	0	72.344	20.199	-13.876	6
	계			11412.210	727.159	12859.014	36
COMBO 3	1	3.250	0	561.668	20.199	-13.876	6
	2	1.950	0	463.803	20.199	-13.876	6
	3	0.650	0	365.938	20.199	-13.876	6
	4	-0.650	0	268.073	20.199	-13.876	6
	5	-1.950	0	170.209	20.199	-13.876	6
	6	-3.250	0	72.344	20.199	-13.876	6
	계			11412.210	727.159	12859.014	36
COMBO 4	1	3.250	0	592.311	29.578	-15.641	6
	2	1.950	0	482.189	29.578	-15.641	6
	3	0.650	0	372.067	29.578	-15.641	6
	4	-0.650	0	261.945	29.578	-15.641	6
	5	-1.950	0	151.823	29.578	-15.641	6
	6	-3.250	0	41.701	29.578	-15.641	6
	계			11412.210	1064.820	14468.589	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	561.105	0.000	0.752	6
	2	1.950	0	551.256	0.000	0.752	6
	3	0.650	0	541.407	0.000	0.752	6
	4	-0.650	0	531.559	0.000	0.752	6
	5	-1.950	0	521.710	0.000	0.752	6
	6	-3.250	0	511.861	0.000	0.752	6
	계			19313.388	0.000	1371.433	36
COMBO 2	1	3.250	0	730.168	26.259	-18.039	6
	2	1.950	0	602.944	26.259	-18.039	6
	3	0.650	0	475.720	26.259	-18.039	6
	4	-0.650	0	348.495	26.259	-18.039	6
	5	-1.950	0	221.271	26.259	-18.039	6
	6	-3.250	0	94.047	26.259	-18.039	6
	계			14835.873	945.307	16716.717	36
COMBO 3	1	3.250	0	567.928	24.239	-16.950	6
	2	1.950	0	454.402	24.239	-16.950	6
	3	0.650	0	340.876	24.239	-16.950	6
	4	-0.650	0	227.350	24.239	-16.950	6
	5	-1.950	0	113.824	24.239	-16.950	6
	6	-3.250	0	0.298	24.239	-16.950	6
	계			10228.079	872.591	14886.100	36
COMBO 4	1	3.250	0	592.311	29.578	-15.641	6
	2	1.950	0	482.189	29.578	-15.641	6
	3	0.650	0	372.067	29.578	-15.641	6
	4	-0.650	0	261.945	29.578	-15.641	6
	5	-1.950	0	151.823	29.578	-15.641	6
	6	-3.250	0	41.701	29.578	-15.641	6
	계			11412.210	1064.820	14468.589	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

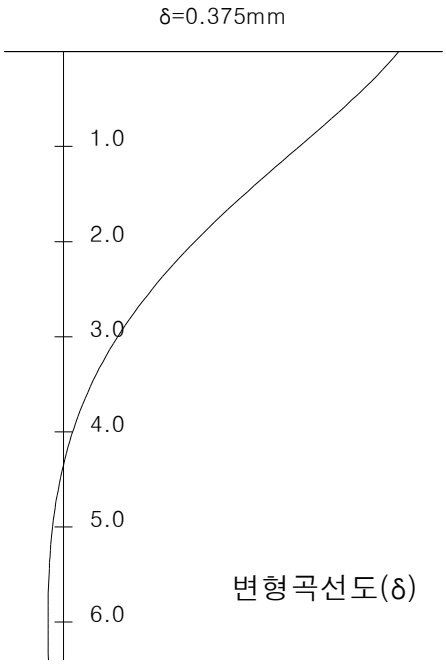
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

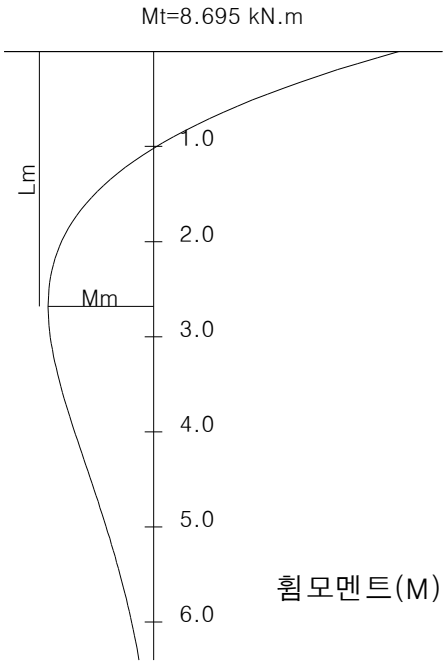
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.733 kN.m, 2.679 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.375 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.375 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.695	-11.974	0.375	
0.427	4.239	-8.973	0.332	
0.853	0.981	-6.371	0.282	
1.280	-1.261	-4.209	0.229	
1.707	-2.673	-2.485	0.179	
2.133	-3.439	-1.168	0.133	
2.560	-3.721	-0.211	0.094	
2.987	-3.662	0.443	0.061	
3.413	-3.378	0.850	0.036	
3.840	-2.964	1.065	0.016	
4.267	-2.490	1.137	0.002	
4.693	-2.007	1.110	-0.008	
5.120	-1.552	1.018	-0.014	
5.547	-1.144	0.889	-0.017	
5.973	-0.795	0.743	-0.017	
6.400	-0.510	0.597	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV004

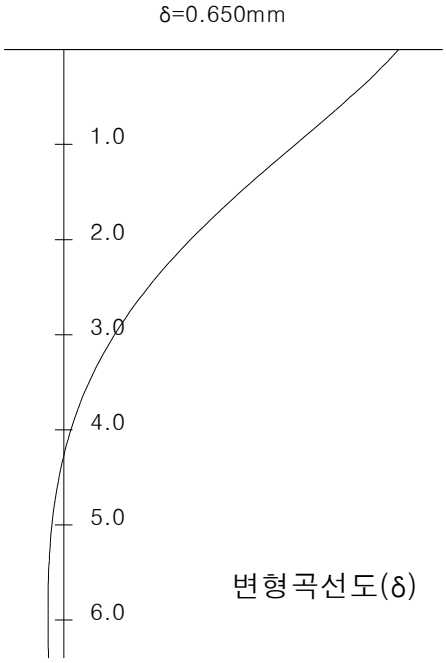
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

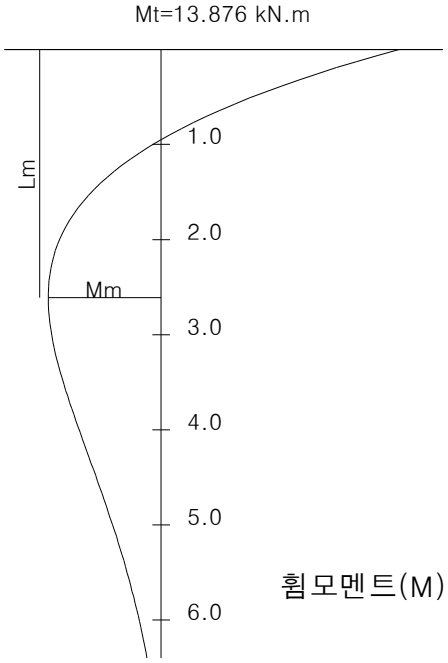
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.584 kN.m, 2.609 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.650 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.650 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	13.876	-20.199	0.650	
0.427	6.388	-15.013	0.572	
0.853	0.961	-10.550	0.481	
1.280	-2.727	-6.867	0.389	
1.707	-5.008	-3.950	0.301	
2.133	-6.198	-1.739	0.223	
2.560	-6.580	-0.147	0.155	
2.987	-6.397	0.927	0.100	
3.413	-5.849	1.582	0.056	
3.840	-5.093	1.914	0.024	
4.267	-4.249	2.008	0.000	
4.693	-3.403	1.938	-0.016	
5.120	-2.611	1.761	-0.025	
5.547	-1.908	1.526	-0.030	
5.973	-1.312	1.268	-0.031	
6.400	-0.826	1.011	-0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : SV015

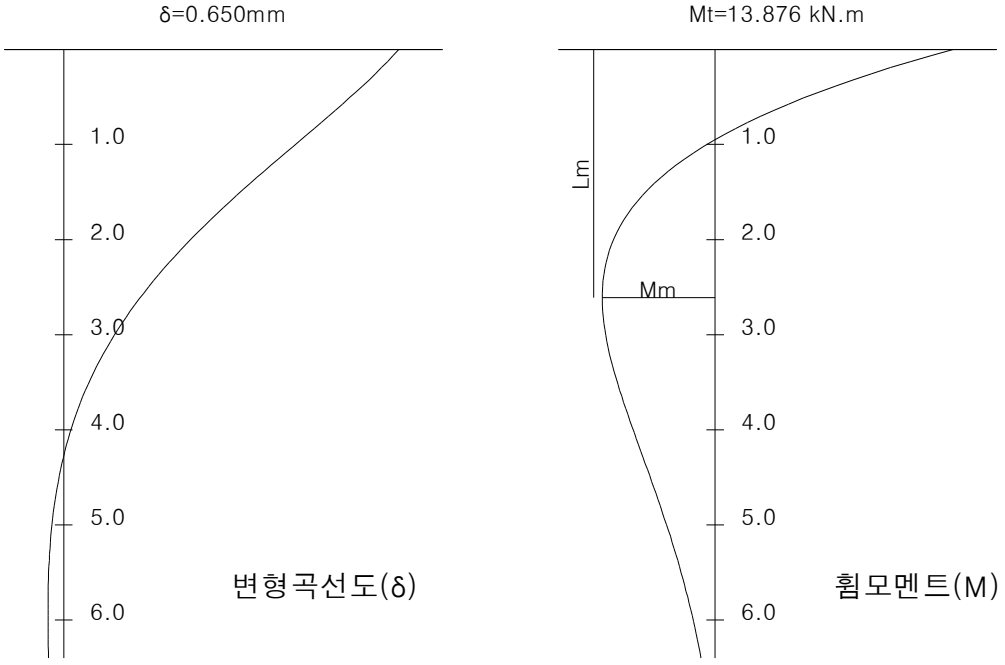
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.584 kN.m, 2.609 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.650 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.650 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	13.876	-20.199	0.650	
0.427	6.388	-15.013	0.572	
0.853	0.961	-10.550	0.481	
1.280	-2.727	-6.867	0.389	
1.707	-5.008	-3.950	0.301	
2.133	-6.198	-1.739	0.223	
2.560	-6.580	-0.147	0.155	
2.987	-6.397	0.927	0.100	
3.413	-5.849	1.582	0.056	
3.840	-5.093	1.914	0.024	
4.267	-4.249	2.008	0.000	
4.693	-3.403	1.938	-0.016	
5.120	-2.611	1.761	-0.025	
5.547	-1.908	1.526	-0.030	
5.973	-1.312	1.268	-0.031	
6.400	-0.826	1.011	-0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

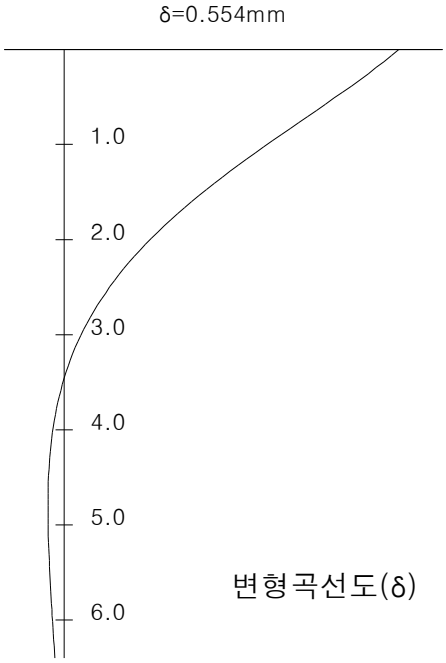
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

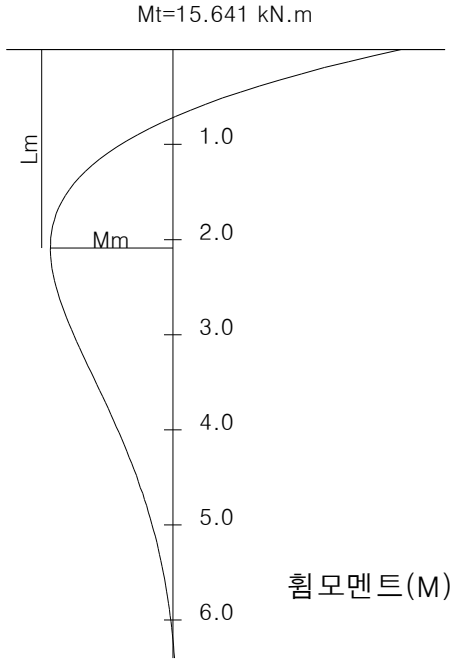
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.399 kN.m, 2.087 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.554 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.554 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.641	-29.578	0.554	
0.427	5.064	-20.267	0.466	
0.853	-1.898	-12.660	0.369	
1.280	-5.990	-6.809	0.275	
1.707	-7.940	-2.584	0.192	
2.133	-8.393	0.250	0.122	
2.560	-7.886	1.965	0.069	
2.987	-6.837	2.832	0.029	
3.413	-5.554	3.100	0.002	
3.840	-4.247	2.974	-0.015	
4.267	-3.049	2.618	-0.023	
4.693	-2.028	2.155	-0.027	
5.120	-1.212	1.670	-0.026	
5.547	-0.599	1.216	-0.023	
5.973	-0.166	0.823	-0.020	
6.400	0.115	0.506	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULO04

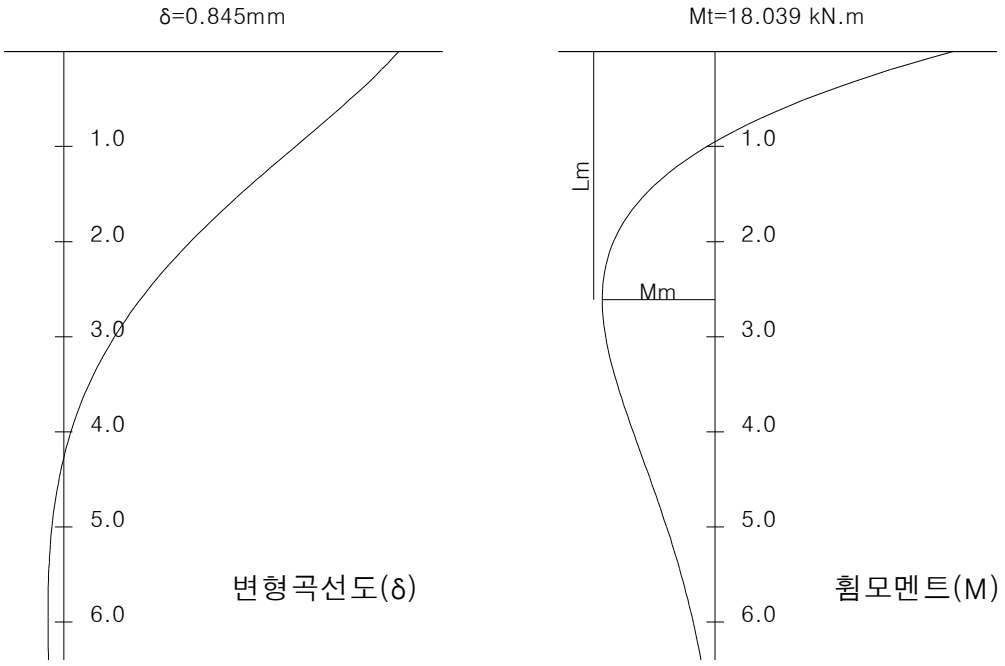
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.559 kN.m, 2.609 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.845 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.845 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	18.039	-26.259	0.845	
0.427	8.304	-19.517	0.743	
0.853	1.250	-13.716	0.626	
1.280	-3.545	-8.928	0.505	
1.707	-6.510	-5.135	0.392	
2.133	-8.057	-2.261	0.289	
2.560	-8.554	-0.191	0.202	
2.987	-8.316	1.205	0.130	
3.413	-7.603	2.056	0.073	
3.840	-6.621	2.488	0.031	
4.267	-5.524	2.611	0.000	
4.693	-4.423	2.519	-0.020	
5.120	-3.394	2.290	-0.033	
5.547	-2.480	1.984	-0.039	
5.973	-1.705	1.648	-0.040	
6.400	-1.074	1.314	-0.038	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE026

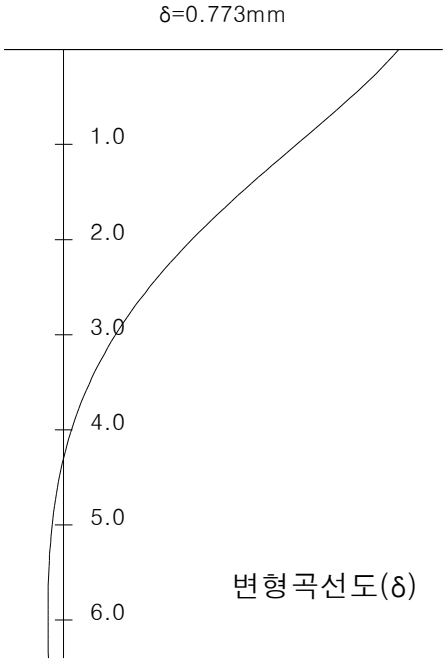
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

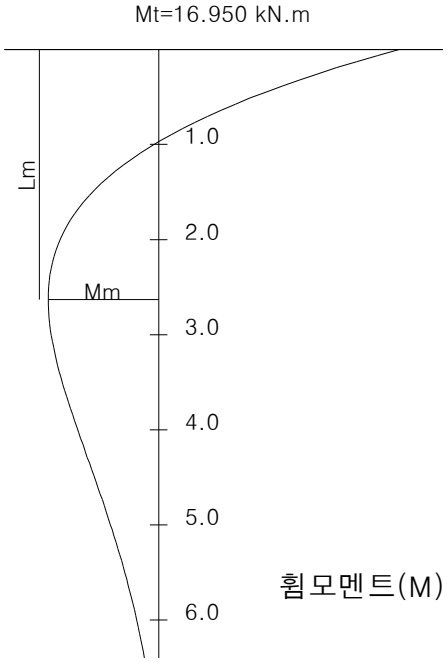
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.790 kN.m, 2.631 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.773 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.773 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.950	-24.239	0.773	
0.427	7.953	-18.062	0.682	
0.853	1.415	-12.735	0.575	
1.280	-3.045	-8.329	0.466	
1.707	-5.821	-4.831	0.362	
2.133	-7.288	-2.174	0.268	
2.560	-7.781	-0.255	0.188	
2.987	-7.593	1.044	0.121	
3.413	-6.962	1.842	0.069	
3.840	-6.076	2.252	0.030	
4.267	-5.080	2.376	0.001	
4.693	-4.077	2.301	-0.018	
5.120	-3.135	2.097	-0.029	
5.547	-2.298	1.821	-0.035	
5.973	-1.585	1.516	-0.037	
6.400	-1.004	1.211	-0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : ULO22

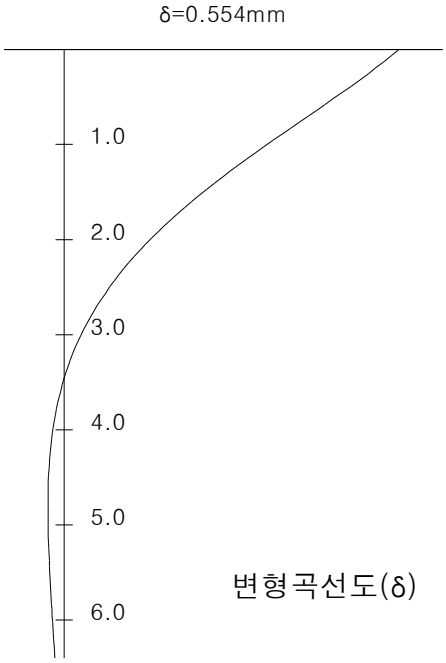
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

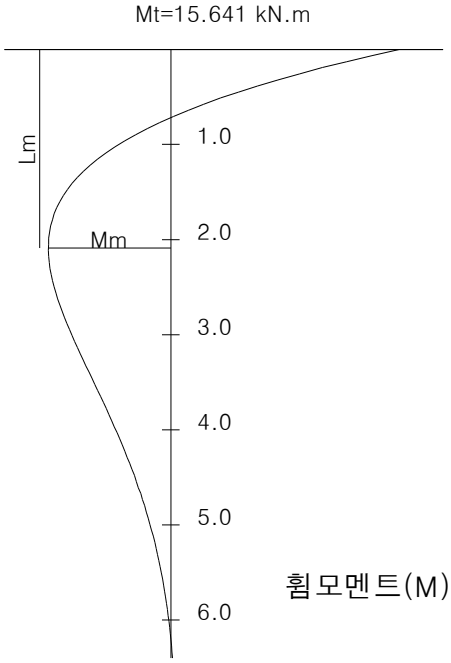
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.399 kN.m, 2.087 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.554 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.554 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.641	-29.578	0.554	
0.427	5.064	-20.267	0.466	
0.853	-1.898	-12.660	0.369	
1.280	-5.990	-6.809	0.275	
1.707	-7.940	-2.584	0.192	
2.133	-8.393	0.250	0.122	
2.560	-7.886	1.965	0.069	
2.987	-6.837	2.832	0.029	
3.413	-5.554	3.100	0.002	
3.840	-4.247	2.974	-0.015	
4.267	-3.049	2.618	-0.023	
4.693	-2.028	2.155	-0.027	
5.120	-1.212	1.670	-0.026	
5.547	-0.599	1.216	-0.023	
5.973	-0.166	0.823	-0.020	
6.400	0.115	0.506	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	20980.799	37234.909	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	755308.8	1340456.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17000865.0	17000865.0
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	83800097.1	83800097.1
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005707	0.0007938	0.0000808	COMBO 1	0.0000000	0.0011360	0.0000164
COMBO 2	0.0009627	0.0006713	0.0001534	COMBO 2	0.0012516	0.0008727	0.0001995
COMBO 3	0.0009627	0.0006713	0.0001534	COMBO 3	0.0011553	0.0006016	0.0001776
COMBO 4	0.0007944	0.0006713	0.0001727	COMBO 4	0.0007944	0.0006713	0.0001727

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 0.963 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005707	0.0010563	0.0000808	498.820	11.974	0.000
	2	0.0005707	0.0009513	0.0000808	449.234	11.974	0.000
	3	0.0005707	0.0008463	0.0000808	399.648	11.974	0.000
	4	0.0005707	0.0007413	0.0000808	350.062	11.974	0.000
	5	0.0005707	0.0006363	0.0000808	300.476	11.974	0.000
	6	0.0005707	0.0005313	0.0000808	250.890	11.974	0.000
COMBO 2	1	0.0009627	0.0011700	0.0001534	552.519	20.199	0.000
	2	0.0009627	0.0009705	0.0001534	458.314	20.199	0.000
	3	0.0009627	0.0007710	0.0001534	364.108	20.199	0.000
	4	0.0009627	0.0005715	0.0001534	269.903	20.199	0.000
	5	0.0009627	0.0003720	0.0001534	175.698	20.199	0.000
	6	0.0009627	0.0001726	0.0001534	81.493	20.199	0.000
COMBO 3	1	0.0009627	0.0011700	0.0001534	552.519	20.199	0.000
	2	0.0009627	0.0009705	0.0001534	458.314	20.199	0.000
	3	0.0009627	0.0007710	0.0001534	364.108	20.199	0.000
	4	0.0009627	0.0005715	0.0001534	269.903	20.199	0.000
	5	0.0009627	0.0003720	0.0001534	175.698	20.199	0.000
	6	0.0009627	0.0001726	0.0001534	81.493	20.199	0.000
COMBO 4	1	0.0007944	0.0012324	0.0001727	581.998	29.578	0.000
	2	0.0007944	0.0010080	0.0001727	476.001	29.578	0.000
	3	0.0007944	0.0007835	0.0001727	370.004	29.578	0.000
	4	0.0007944	0.0005590	0.0001727	264.007	29.578	0.000
	5	0.0007944	0.0003346	0.0001727	158.010	29.578	0.000
	6	0.0007944	0.0001101	0.0001727	52.013	29.578	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0011892	0.0000164	561.601	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0011679	0.0000164	551.554	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0011467	0.0000164	541.507	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0011254	0.0000164	531.459	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0011041	0.0000164	521.412	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0010828	0.0000164	511.365	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0012516	0.0015210	0.0001995	718.275	26.259	0.000
	2	0.0012516	0.0012616	0.0001995	595.808	26.259	0.000
	3	0.0012516	0.0010023	0.0001995	473.341	26.259	0.000
	4	0.0012516	0.0007430	0.0001995	350.874	26.259	0.000
	5	0.0012516	0.0004837	0.0001995	228.407	26.259	0.000
	6	0.0012516	0.0002243	0.0001995	105.941	26.259	0.000
COMBO 3	1	0.0011553	0.0011789	0.0001776	556.753	24.239	0.000
	2	0.0011553	0.0009480	0.0001776	447.697	24.239	0.000
	3	0.0011553	0.0007171	0.0001776	338.641	24.239	0.000
	4	0.0011553	0.0004862	0.0001776	229.585	24.239	0.000
	5	0.0011553	0.0002552	0.0001776	120.530	24.239	0.000
	6	0.0011553	0.0000243	0.0001776	11.474	24.239	0.000
COMBO 4	1	0.0007944	0.0012324	0.0001727	581.998	29.578	0.000
	2	0.0007944	0.0010080	0.0001727	476.001	29.578	0.000
	3	0.0007944	0.0007835	0.0001727	370.004	29.578	0.000
	4	0.0007944	0.0005590	0.0001727	264.007	29.578	0.000
	5	0.0007944	0.0003346	0.0001727	158.010	29.578	0.000
	6	0.0007944	0.0001101	0.0001727	52.013	29.578	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	498.820	11.974	0.000	6
	2	1.950	0	449.234	11.974	0.000	6
	3	0.650	0	399.648	11.974	0.000	6
	4	-0.650	0	350.062	11.974	0.000	6
	5	-1.950	0	300.476	11.974	0.000	6
	6	-3.250	0	250.890	11.974	0.000	6
	계			13494.775	431.080	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	552.519	20.199	0.000	6
	2	1.950	0	458.314	20.199	0.000	6
	3	0.650	0	364.108	20.199	0.000	6
	4	-0.650	0	269.903	20.199	0.000	6
	5	-1.950	0	175.698	20.199	0.000	6
	6	-3.250	0	81.493	20.199	0.000	6
	계			11412.210	727.159	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	552.519	20.199	0.000	6
	2	1.950	0	458.314	20.199	0.000	6
	3	0.650	0	364.108	20.199	0.000	6
	4	-0.650	0	269.903	20.199	0.000	6
	5	-1.950	0	175.698	20.199	0.000	6
	6	-3.250	0	81.493	20.199	0.000	6
	계			11412.210	727.159	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	581.998	29.578	0.000	6
	2	1.950	0	476.001	29.578	0.000	6
	3	0.650	0	370.004	29.578	0.000	6
	4	-0.650	0	264.007	29.578	0.000	6
	5	-1.950	0	158.010	29.578	0.000	6
	6	-3.250	0	52.013	29.578	0.000	6
	계			11412.210	1064.820	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	561.601	0.000	0.000	6
	2	1.950	0	551.554	0.000	0.000	6
	3	0.650	0	541.507	0.000	0.000	6
	4	-0.650	0	531.459	0.000	0.000	6
	5	-1.950	0	521.412	0.000	0.000	6
	6	-3.250	0	511.365	0.000	0.000	6
	계			19313.388	0.000	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	718.275	26.259	0.000	6
	2	1.950	0	595.808	26.259	0.000	6
	3	0.650	0	473.341	26.259	0.000	6
	4	-0.650	0	350.874	26.259	0.000	6
	5	-1.950	0	228.407	26.259	0.000	6
	6	-3.250	0	105.941	26.259	0.000	6
	계			14835.873	945.307	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	556.753	24.239	0.000	6
	2	1.950	0	447.697	24.239	0.000	6
	3	0.650	0	338.641	24.239	0.000	6
	4	-0.650	0	229.585	24.239	0.000	6
	5	-1.950	0	120.530	24.239	0.000	6
	6	-3.250	0	11.474	24.239	0.000	6
	계			10228.079	872.591	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	581.998	29.578	0.000	6
	2	1.950	0	476.001	29.578	0.000	6
	3	0.650	0	370.004	29.578	0.000	6
	4	-0.650	0	264.007	29.578	0.000	6
	5	-1.950	0	158.010	29.578	0.000	6
	6	-3.250	0	52.013	29.578	0.000	6
	계			11412.210	1064.820	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

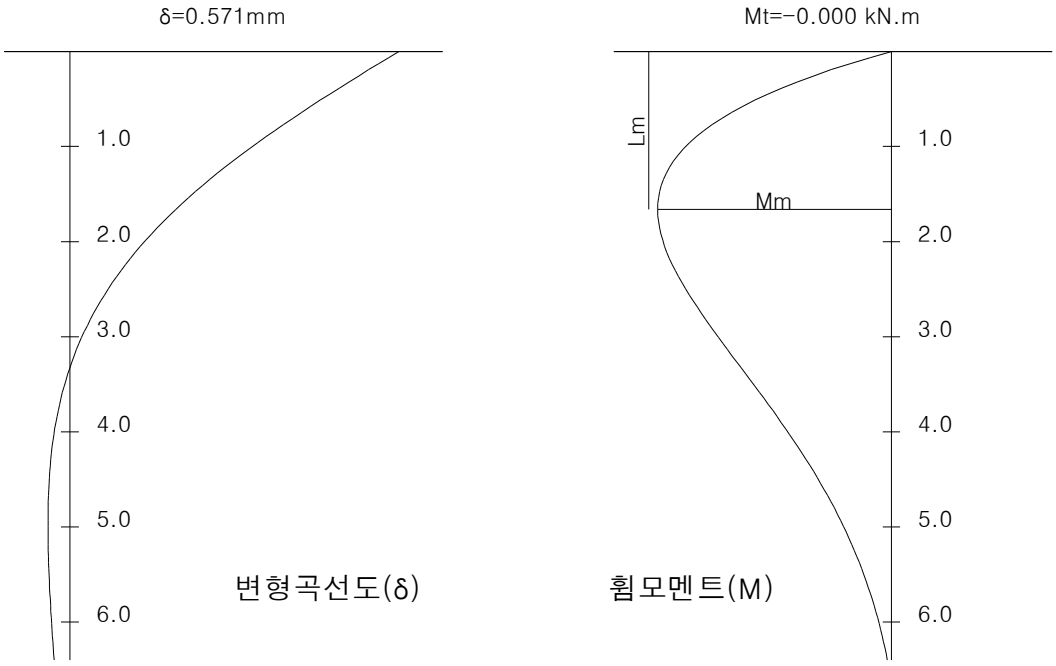
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.160 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.571 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.571 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.974	0.571	
0.427	-4.147	-7.625	0.457	
0.853	-6.640	-4.213	0.351	
1.280	-7.863	-1.653	0.256	
1.707	-8.156	0.166	0.176	
2.133	-7.809	1.370	0.111	
2.560	-7.057	2.083	0.060	
2.987	-6.084	2.420	0.022	
3.413	-5.030	2.485	-0.005	
3.840	-3.991	2.362	-0.023	
4.267	-3.031	2.123	-0.033	
4.693	-2.188	1.822	-0.037	
5.120	-1.480	1.499	-0.038	
5.547	-0.908	1.184	-0.036	
5.973	-0.465	0.895	-0.032	
6.400	-0.139	0.642	-0.027	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV004

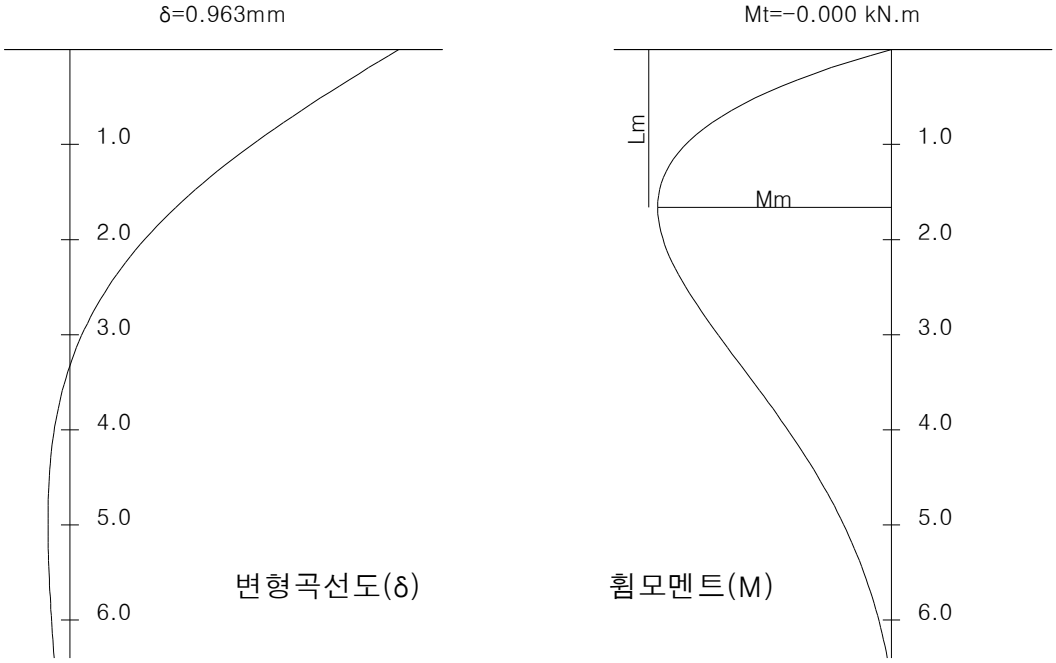
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.765 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.963 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.963 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-20.199	0.963	
0.427	-6.995	-12.862	0.771	
0.853	-11.201	-7.106	0.591	
1.280	-13.264	-2.788	0.432	
1.707	-13.758	0.281	0.297	
2.133	-13.172	2.312	0.187	
2.560	-11.903	3.514	0.101	
2.987	-10.263	4.083	0.037	
3.413	-8.485	4.191	-0.008	
3.840	-6.732	3.984	-0.038	
4.267	-5.113	3.581	-0.055	
4.693	-3.691	3.073	-0.063	
5.120	-2.496	2.529	-0.064	
5.547	-1.531	1.997	-0.061	
5.973	-0.785	1.509	-0.054	
6.400	-0.235	1.083	-0.046	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : SV015

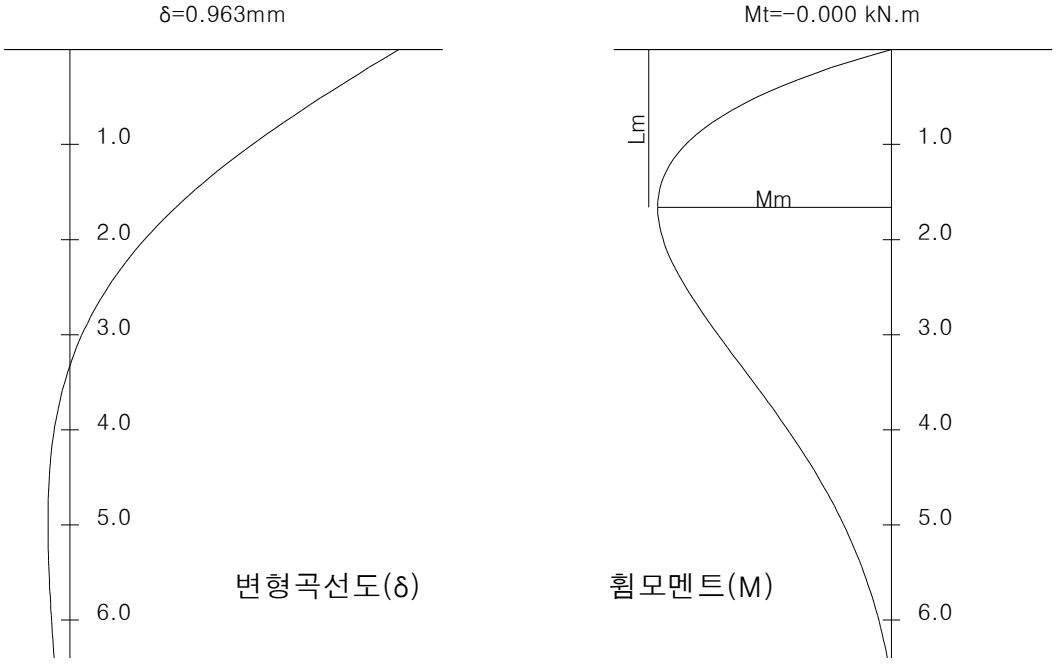
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.765 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.963 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.963 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-20.199	0.963	
0.427	-6.995	-12.862	0.771	
0.853	-11.201	-7.106	0.591	
1.280	-13.264	-2.788	0.432	
1.707	-13.758	0.281	0.297	
2.133	-13.172	2.312	0.187	
2.560	-11.903	3.514	0.101	
2.987	-10.263	4.083	0.037	
3.413	-8.485	4.191	-0.008	
3.840	-6.732	3.984	-0.038	
4.267	-5.113	3.581	-0.055	
4.693	-3.691	3.073	-0.063	
5.120	-2.496	2.529	-0.064	
5.547	-1.531	1.997	-0.061	
5.973	-0.785	1.509	-0.054	
6.400	-0.235	1.083	-0.046	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

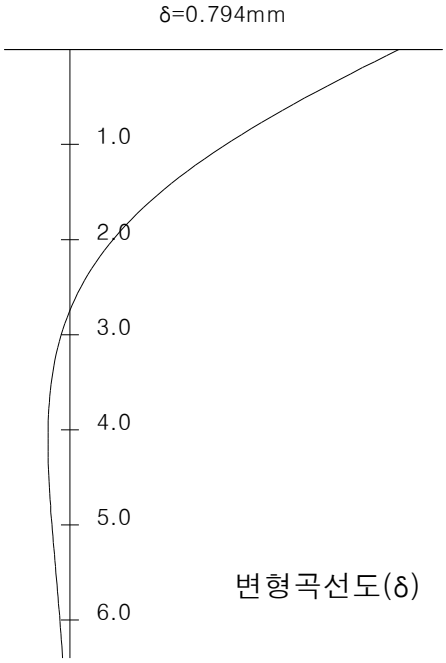
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

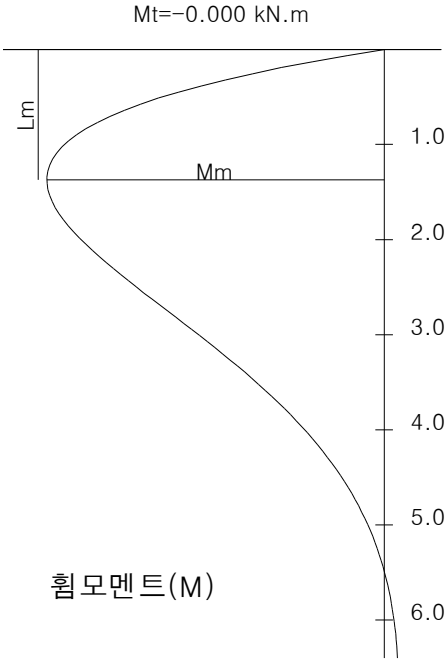
- 최대모멘트 및 깊이 : -16.648 kN.m, 1.371 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.794 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.794 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-29.578	0.794	
0.427	-9.786	-16.872	0.604	
0.853	-14.873	-7.499	0.430	
1.280	-16.601	-1.049	0.284	
1.707	-16.109	3.006	0.167	
2.133	-14.299	5.211	0.080	
2.560	-11.852	6.077	0.019	
2.987	-9.242	6.039	-0.020	
3.413	-6.776	5.451	-0.042	
3.840	-4.630	4.580	-0.052	
4.267	-2.880	3.618	-0.053	
4.693	-1.538	2.689	-0.049	
5.120	-0.570	1.868	-0.041	
5.547	0.076	1.189	-0.033	
5.973	0.466	0.662	-0.025	
6.400	0.661	0.276	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULO04

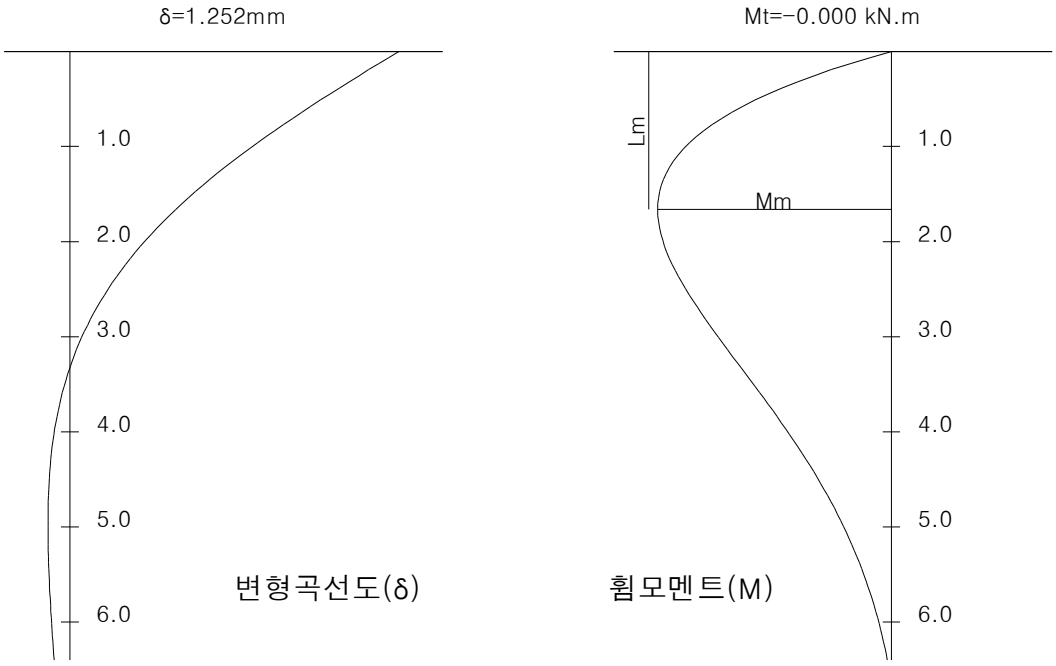
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.894 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.252 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.252 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.259	1.252	
0.427	-9.094	-16.721	1.002	
0.853	-14.561	-9.238	0.769	
1.280	-17.243	-3.625	0.562	
1.707	-17.886	0.365	0.386	
2.133	-17.124	3.005	0.243	
2.560	-15.474	4.568	0.131	
2.987	-13.342	5.308	0.048	
3.413	-11.030	5.448	-0.011	
3.840	-8.751	5.179	-0.050	
4.267	-6.647	4.655	-0.072	
4.693	-4.798	3.994	-0.082	
5.120	-3.244	3.287	-0.084	
5.547	-1.991	2.596	-0.079	
5.973	-1.021	1.962	-0.070	
6.400	-0.305	1.408	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE026

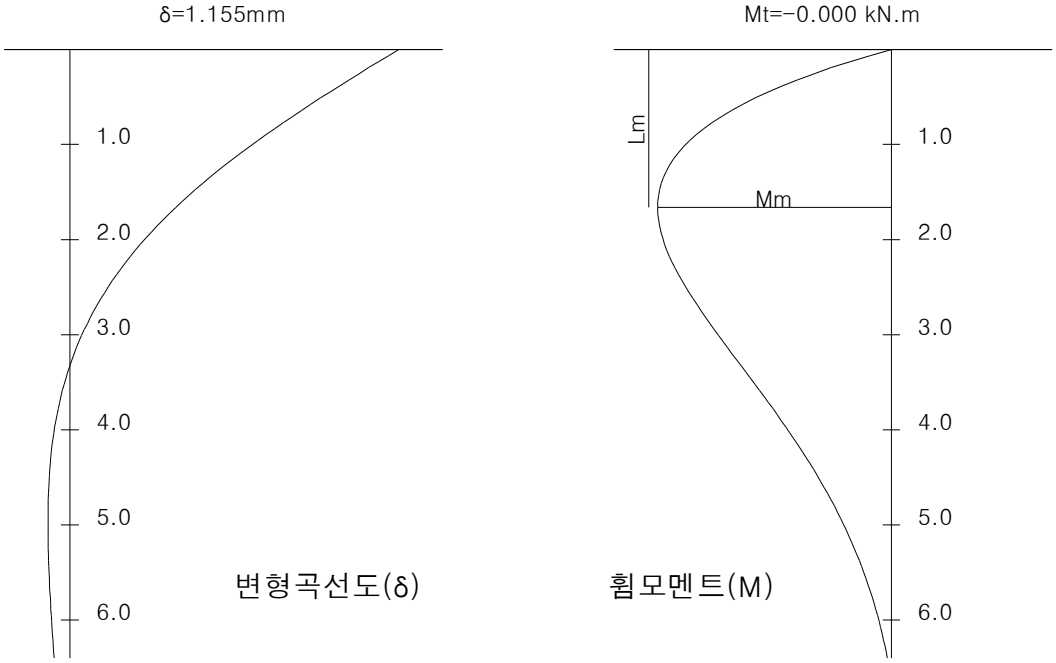
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.518 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.155 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.155 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-24.239	1.155	
0.427	-8.394	-15.435	0.925	
0.853	-13.441	-8.527	0.710	
1.280	-15.917	-3.346	0.518	
1.707	-16.510	0.337	0.356	
2.133	-15.806	2.774	0.224	
2.560	-14.284	4.217	0.121	
2.987	-12.316	4.900	0.044	
3.413	-10.182	5.029	-0.010	
3.840	-8.078	4.781	-0.046	
4.267	-6.135	4.297	-0.066	
4.693	-4.429	3.687	-0.076	
5.120	-2.995	3.035	-0.077	
5.547	-1.838	2.397	-0.073	
5.973	-0.942	1.811	-0.065	
6.400	-0.282	1.299	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 4 : UL022

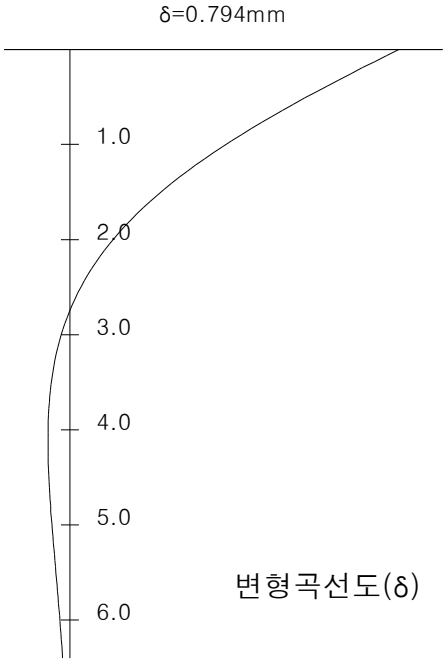
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

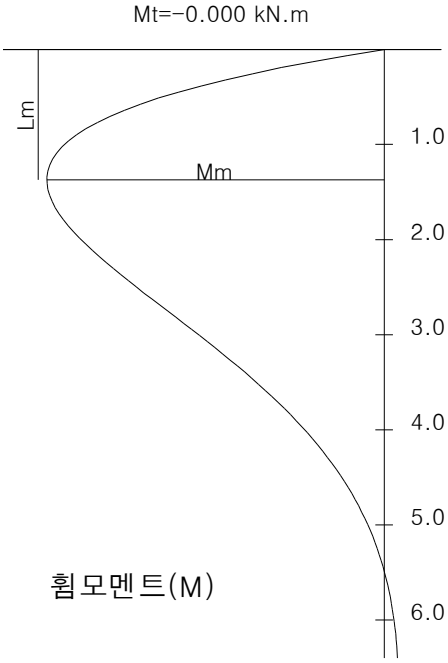
- 최대모멘트 및 깊이 : -16.648 kN.m, 1.371 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.794 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.794 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-29.578	0.794	
0.427	-9.786	-16.872	0.604	
0.853	-14.873	-7.499	0.430	
1.280	-16.601	-1.049	0.284	
1.707	-16.109	3.006	0.167	
2.133	-14.299	5.211	0.080	
2.560	-11.852	6.077	0.019	
2.987	-9.242	6.039	-0.020	
3.413	-6.776	5.451	-0.042	
3.840	-4.630	4.580	-0.052	
4.267	-2.880	3.618	-0.053	
4.693	-1.538	2.689	-0.049	
5.120	-0.570	1.868	-0.041	
5.547	0.076	1.189	-0.033	
5.973	0.466	0.662	-0.025	
6.400	0.661	0.276	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 694.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1041.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.9627 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.7944 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 221.300 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 331.950 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	504.553	245.157	694.000	221.300	O.K
	HINGE	498.820	250.890	694.000	221.300	O.K
COMBO 2	FIX	561.668	72.344	694.000	221.300	O.K
	HINGE	552.519	81.493	694.000	221.300	O.K
COMBO 3	FIX	561.668	72.344	694.000	221.300	O.K
	HINGE	552.519	81.493	694.000	221.300	O.K
COMBO 4	FIX	592.311	41.701	1041.000	331.950	O.K
	HINGE	581.998	52.013	1041.000	331.950	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토
:『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조
사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본
PILE 길이 : 6.50 m
이음개소수 : 0 개소
말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%
장경비 (L/D) = 6.40/0.500 = 12.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토
말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지 이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저 』 7.5.2.2
허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)
= 42.000 MPa (지진시)
허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)
= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 Mmax가 발생하는 경우
f = fce1 ± M/Ze + V/Ae
= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

* 두부에 Mmax가 발생하는 경우
f = fce2 ± M/Ze + V/Ae
= 0.000 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	504.553	8.695	5.528	28.00	3.773	0.00	O.K
	HINGE	498.820	8.160	9.525	28.00	7.878	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	561.668	13.876	6.577	28.00	3.776	0.00	O.K
	HINGE	552.519	13.765	10.586	28.00	7.807	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	561.668	13.876	6.577	28.00	3.776	0.00	O.K
	HINGE	552.519	13.765	10.586	28.00	7.807	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	592.311	15.641	7.038	42.00	3.880	-5.00	O.K
	HINGE	581.998	16.648	11.149	42.00	7.787	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

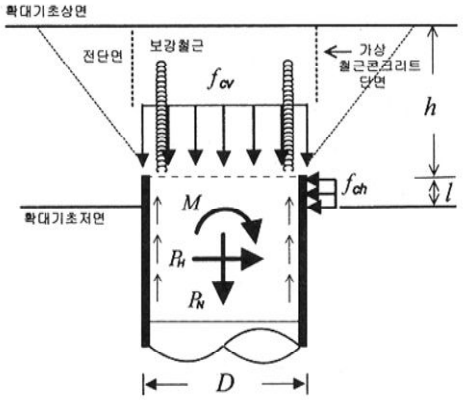
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	11.974	0.216	0.850	O.K
	HINGE	11.974	0.216	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	20.199	0.364	0.850	O.K
	HINGE	20.199	0.364	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	20.199	0.364	0.850	O.K
	HINGE	20.199	0.364	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	29.578	0.532	1.250	O.K
	HINGE	29.578	0.532	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 561667.9 / (π/4 x 500 ²)
= 2.861 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 592310.9 / (π/4 x 500 ²)
= 3.017 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 561667.9 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.039 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 592310.9 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.041 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 20198.870 / (500 x 100)
= 0.404 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 29578.333 / (500 x 100)
= 0.592 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

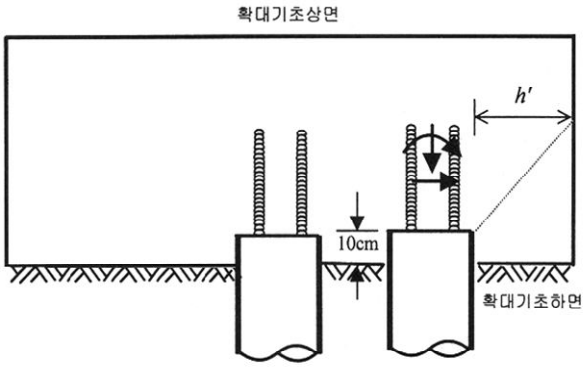
τh = 20198.870 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.034 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 29578.333 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.049 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85\, f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 730168.267 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 730168.267 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

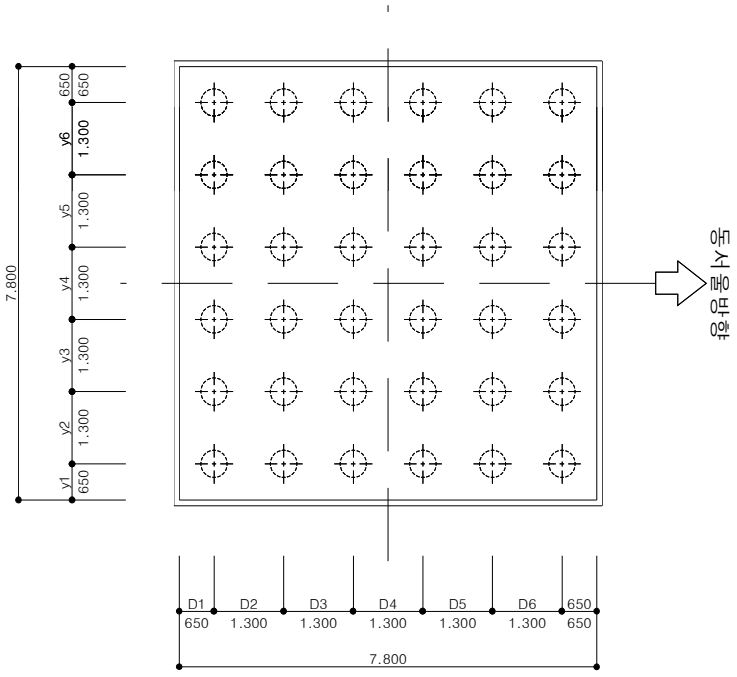
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.10 MPa
유효프리스트레스(두부) fce2 = 0.00 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.1085 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.00248 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.00991 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	13494.775	730.507	6670.451	SVB16
	COMBO 2	11412.210	758.944	6881.857	SVB14
	COMBO 3	11412.210	758.944	6881.857	SVB14
	COMBO 4	11412.210	1152.140	13517.830	SVB22
계수하중	COMBO 1	19313.388	0.000	0.000	ULB01
	COMBO 2	14265.263	948.680	8602.321	ULB14
	COMBO 3	10798.690	948.680	8602.321	UEB14
	COMBO 4	11412.210	1152.140	13517.830	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.696

Kv = a x Ap x Ep / L = 472246.250 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 50 = 50000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.847	68173.16
1.847	2.087	41768.11
2.087	2.111	39893.10
2.111	2.113	39721.69
2.113	2.114	39705.66
2.114	2.114	39704.16
2.114	2.114	39704.02

Kh = 39704.00 kN/㎥

β = 0.473 m-1

βL = 0.473 x 6.4000 = 3.028 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.553	136346.32
1.553	1.727	89144.88
1.727	1.744	85663.36
1.744	1.746	85344.02
1.746	1.746	85314.15
1.746	1.746	85311.35
1.746	1.746	85311.09

Kh = 85311.06 kN/㎥

β = 0.573 m-1

βL = 0.573 x 6.4000 = 3.666 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	41961.598	74469.818	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	44347.560	65006.270	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	44347.560	65006.270	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	93738.379	113490.679	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1510617.5	2680913.5
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1596512.2	-2340225.7
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17000865.0	17000865.0
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	87174678.7	87885761.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005756	0.0007938	0.0000871	COMBO 1	0.0000000	0.0011360	0.0000000
COMBO 2	0.0005974	0.0006713	0.0000899	COMBO 2	0.0007468	0.0008391	0.0001124
COMBO 3	0.0005974	0.0006713	0.0000899	COMBO 3	0.0007468	0.0006352	0.0001124
COMBO 4	0.0005774	0.0006713	0.0001692	COMBO 4	0.0005774	0.0006713	0.0001692

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 0.597 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005756	0.0010767	0.0000871	508.474	20.292	-17.365
	2	0.0005756	0.0009635	0.0000871	455.026	20.292	-17.365
	3	0.0005756	0.0008504	0.0000871	401.579	20.292	-17.365
	4	0.0005756	0.0007372	0.0000871	348.131	20.292	-17.365
	5	0.0005756	0.0006240	0.0000871	294.683	20.292	-17.365
	6	0.0005756	0.0005108	0.0000871	241.236	20.292	-17.365
COMBO 2	1	0.0005974	0.0009634	0.0000899	454.960	21.082	-18.068
	2	0.0005974	0.0008465	0.0000899	399.778	21.082	-18.068
	3	0.0005974	0.0007297	0.0000899	344.597	21.082	-18.068
	4	0.0005974	0.0006128	0.0000899	289.415	21.082	-18.068
	5	0.0005974	0.0004960	0.0000899	234.233	21.082	-18.068
	6	0.0005974	0.0003791	0.0000899	179.052	21.082	-18.068
COMBO 3	1	0.0005974	0.0009634	0.0000899	454.960	21.082	-18.068
	2	0.0005974	0.0008465	0.0000899	399.778	21.082	-18.068
	3	0.0005974	0.0007297	0.0000899	344.597	21.082	-18.068
	4	0.0005974	0.0006128	0.0000899	289.415	21.082	-18.068
	5	0.0005974	0.0004960	0.0000899	234.233	21.082	-18.068
	6	0.0005974	0.0003791	0.0000899	179.052	21.082	-18.068
COMBO 4	1	0.0005774	0.0012211	0.0001692	576.675	32.004	-18.336
	2	0.0005774	0.0010012	0.0001692	472.807	32.004	-18.336
	3	0.0005774	0.0007812	0.0001692	368.940	32.004	-18.336
	4	0.0005774	0.0005613	0.0001692	265.072	32.004	-18.336
	5	0.0005774	0.0003414	0.0001692	161.204	32.004	-18.336
	6	0.0005774	0.0001214	0.0001692	57.337	32.004	-18.336

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0007468	0.0012042	0.0001124	568.700	26.352	-22.585
	2	0.0007468	0.0010582	0.0001124	499.723	26.352	-22.585
	3	0.0007468	0.0009121	0.0001124	430.746	26.352	-22.585
	4	0.0007468	0.0007661	0.0001124	361.769	26.352	-22.585
	5	0.0007468	0.0006200	0.0001124	292.792	26.352	-22.585
	6	0.0007468	0.0004739	0.0001124	223.815	26.352	-22.585
COMBO 3	1	0.0007468	0.0010003	0.0001124	472.406	26.352	-22.585
	2	0.0007468	0.0008543	0.0001124	403.429	26.352	-22.585
	3	0.0007468	0.0007082	0.0001124	334.452	26.352	-22.585
	4	0.0007468	0.0005622	0.0001124	265.475	26.352	-22.585
	5	0.0007468	0.0004161	0.0001124	196.498	26.352	-22.585
	6	0.0007468	0.0002700	0.0001124	127.521	26.352	-22.585
COMBO 4	1	0.0005774	0.0012211	0.0001692	576.675	32.004	-18.336
	2	0.0005774	0.0010012	0.0001692	472.807	32.004	-18.336
	3	0.0005774	0.0007812	0.0001692	368.940	32.004	-18.336
	4	0.0005774	0.0005613	0.0001692	265.072	32.004	-18.336
	5	0.0005774	0.0003414	0.0001692	161.204	32.004	-18.336
	6	0.0005774	0.0001214	0.0001692	57.337	32.004	-18.336

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	508.474	20.292	-17.365	6
	2	1.950	0	455.026	20.292	-17.365	6
	3	0.650	0	401.579	20.292	-17.365	6
	4	-0.650	0	348.131	20.292	-17.365	6
	5	-1.950	0	294.683	20.292	-17.365	6
	6	-3.250	0	241.236	20.292	-17.365	6
	계			13494.775	730.507	6670.451	36
COMBO 2	1	3.250	0	454.960	21.082	-18.068	6
	2	1.950	0	399.778	21.082	-18.068	6
	3	0.650	0	344.597	21.082	-18.068	6
	4	-0.650	0	289.415	21.082	-18.068	6
	5	-1.950	0	234.233	21.082	-18.068	6
	6	-3.250	0	179.052	21.082	-18.068	6
	계			11412.210	758.944	6881.857	36
COMBO 3	1	3.250	0	454.960	21.082	-18.068	6
	2	1.950	0	399.778	21.082	-18.068	6
	3	0.650	0	344.597	21.082	-18.068	6
	4	-0.650	0	289.415	21.082	-18.068	6
	5	-1.950	0	234.233	21.082	-18.068	6
	6	-3.250	0	179.052	21.082	-18.068	6
	계			11412.210	758.944	6881.857	36
COMBO 4	1	3.250	0	576.675	32.004	-18.336	6
	2	1.950	0	472.807	32.004	-18.336	6
	3	0.650	0	368.940	32.004	-18.336	6
	4	-0.650	0	265.072	32.004	-18.336	6
	5	-1.950	0	161.204	32.004	-18.336	6
	6	-3.250	0	57.337	32.004	-18.336	6
	계			11412.210	1152.140	13517.830	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	536.483	0.000	0.000	6
	2	1.950	0	536.483	0.000	0.000	6
	3	0.650	0	536.483	0.000	0.000	6
	4	-0.650	0	536.483	0.000	0.000	6
	5	-1.950	0	536.483	0.000	0.000	6
	6	-3.250	0	536.483	0.000	0.000	6
	계			19313.388	0.000	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	568.700	26.352	-22.585	6
	2	1.950	0	499.723	26.352	-22.585	6
	3	0.650	0	430.746	26.352	-22.585	6
	4	-0.650	0	361.769	26.352	-22.585	6
	5	-1.950	0	292.792	26.352	-22.585	6
	6	-3.250	0	223.815	26.352	-22.585	6
	계			14265.263	948.680	8602.321	36
COMBO 3	1	3.250	0	472.406	26.352	-22.585	6
	2	1.950	0	403.429	26.352	-22.585	6
	3	0.650	0	334.452	26.352	-22.585	6
	4	-0.650	0	265.475	26.352	-22.585	6
	5	-1.950	0	196.498	26.352	-22.585	6
	6	-3.250	0	127.521	26.352	-22.585	6
	계			10798.690	948.680	8602.321	36
COMBO 4	1	3.250	0	576.675	32.004	-18.336	6
	2	1.950	0	472.807	32.004	-18.336	6
	3	0.650	0	368.940	32.004	-18.336	6
	4	-0.650	0	265.072	32.004	-18.336	6
	5	-1.950	0	161.204	32.004	-18.336	6
	6	-3.250	0	57.337	32.004	-18.336	6
	계			11412.210	1152.140	13517.830	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

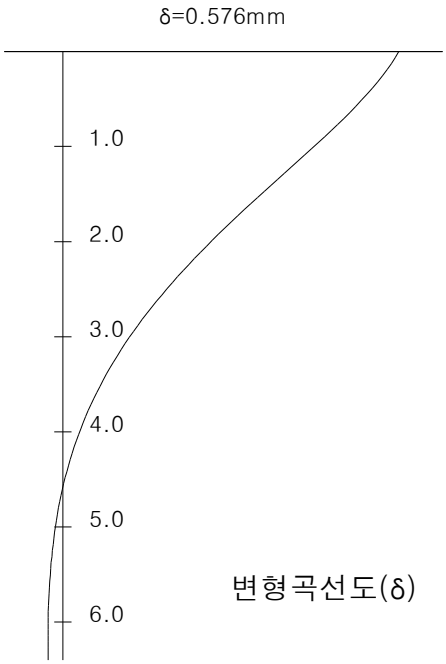
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

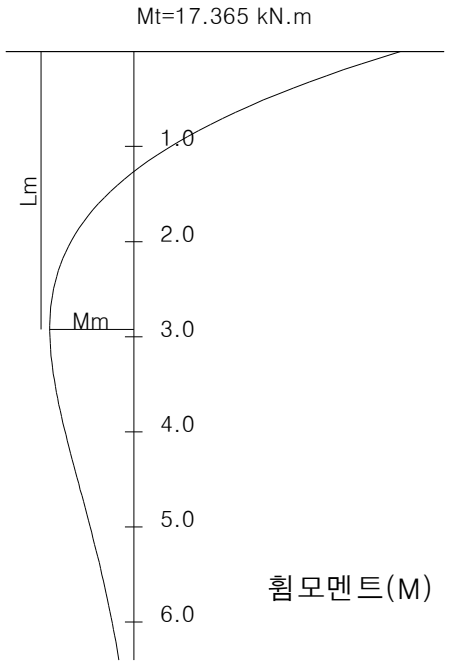
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.477 kN.m, 2.923 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.576 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.576 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	17.365	-20.292	0.576	
0.427	9.721	-15.614	0.525	
0.853	3.968	-11.449	0.456	
1.280	-0.138	-7.906	0.380	
1.707	-2.871	-5.013	0.304	
2.133	-4.505	-2.747	0.233	
2.560	-5.296	-1.051	0.170	
2.987	-5.472	0.152	0.116	
3.413	-5.225	0.945	0.073	
3.840	-4.712	1.412	0.039	
4.267	-4.056	1.629	0.014	
4.693	-3.347	1.666	-0.004	
5.120	-2.651	1.580	-0.016	
5.547	-2.010	1.417	-0.022	
5.973	-1.448	1.214	-0.025	
6.400	-0.976	0.997	-0.026	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB14

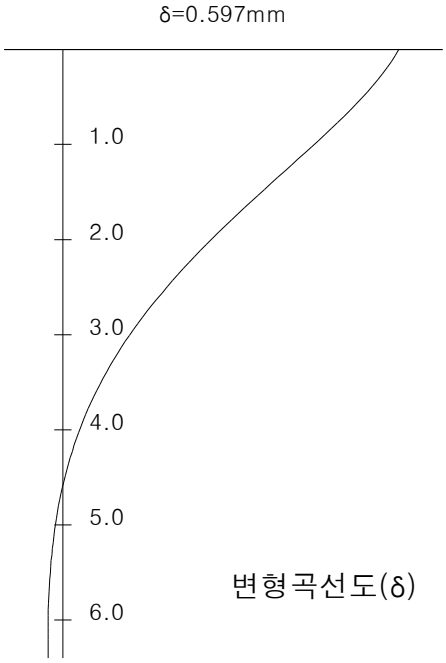
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

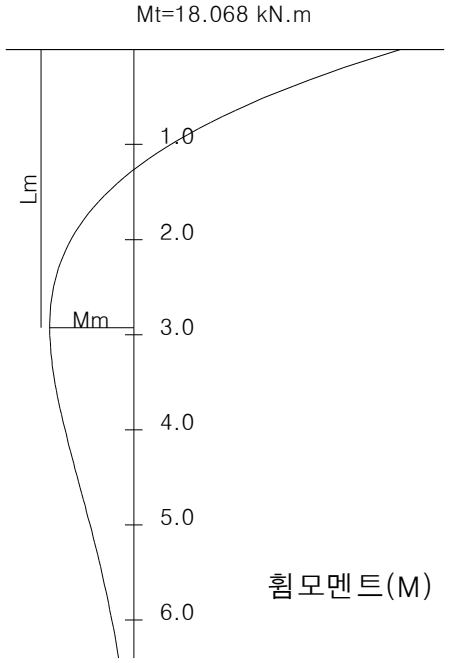
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.682 kN.m, 2.925 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.597 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.597 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	18.068	-21.082	0.597	
0.427	10.125	-16.225	0.545	
0.853	4.146	-11.902	0.474	
1.280	-0.123	-8.221	0.395	
1.707	-2.966	-5.216	0.315	
2.133	-4.667	-2.862	0.242	
2.560	-5.492	-1.099	0.176	
2.987	-5.678	0.152	0.121	
3.413	-5.423	0.977	0.076	
3.840	-4.892	1.463	0.041	
4.267	-4.212	1.690	0.014	
4.693	-3.477	1.729	-0.004	
5.120	-2.755	1.640	-0.016	
5.547	-2.089	1.471	-0.023	
5.973	-1.505	1.261	-0.026	
6.400	-1.015	1.036	-0.027	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : SVB14

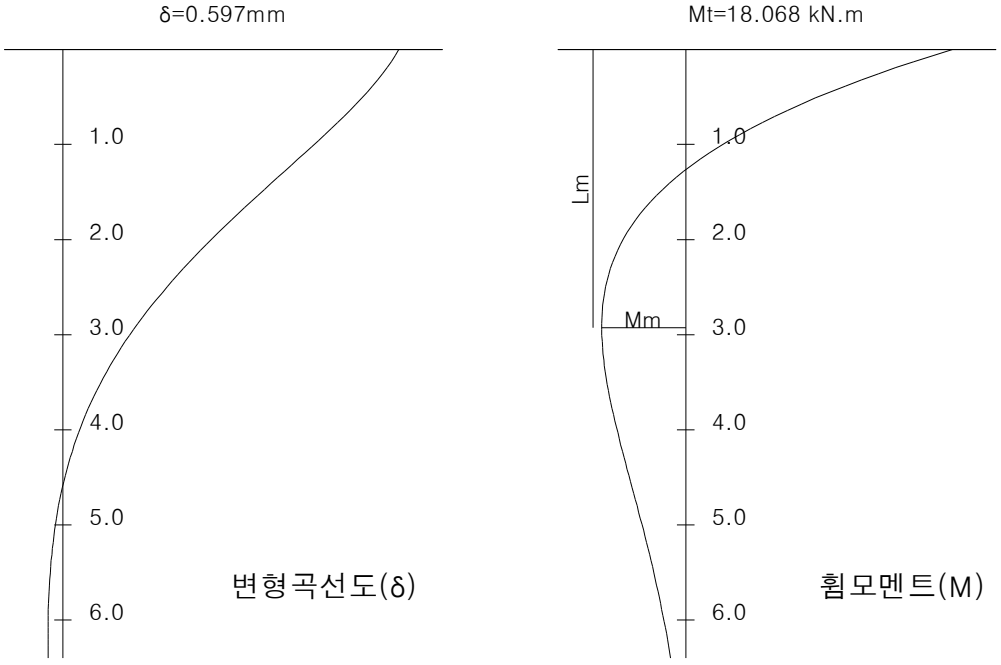
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.682 kN.m, 2.925 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.597 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.597 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	18.068	-21.082	0.597	
0.427	10.125	-16.225	0.545	
0.853	4.146	-11.902	0.474	
1.280	-0.123	-8.221	0.395	
1.707	-2.966	-5.216	0.315	
2.133	-4.667	-2.862	0.242	
2.560	-5.492	-1.099	0.176	
2.987	-5.678	0.152	0.121	
3.413	-5.423	0.977	0.076	
3.840	-4.892	1.463	0.041	
4.267	-4.212	1.690	0.014	
4.693	-3.477	1.729	-0.004	
5.120	-2.755	1.640	-0.016	
5.547	-2.089	1.471	-0.023	
5.973	-1.505	1.261	-0.026	
6.400	-1.015	1.036	-0.027	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

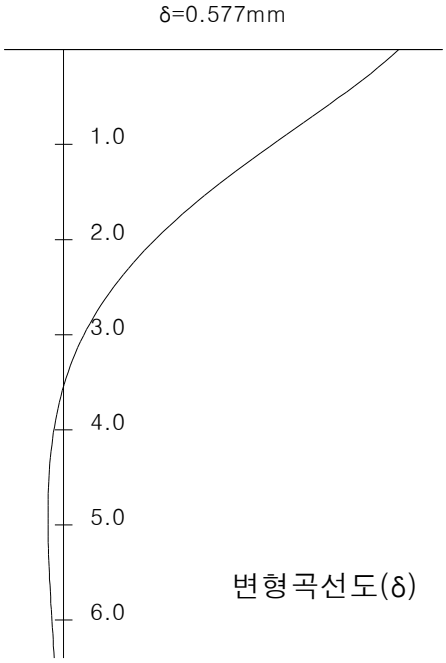
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

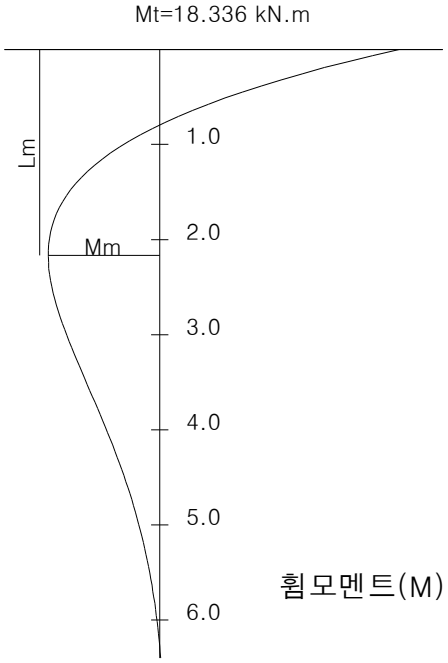
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.550 kN.m, 2.164 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.577 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.577 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	18.336	-32.004	0.577	
0.427	6.820	-22.236	0.492	
0.853	-0.881	-14.164	0.394	
1.280	-5.523	-7.888	0.297	
1.707	-7.853	-3.301	0.209	
2.133	-8.548	-0.178	0.136	
2.560	-8.174	1.754	0.079	
2.987	-7.180	2.775	0.036	
3.413	-5.899	3.142	0.006	
3.840	-4.561	3.073	-0.012	
4.267	-3.314	2.743	-0.023	
4.693	-2.239	2.284	-0.027	
5.120	-1.370	1.789	-0.027	
5.547	-0.709	1.318	-0.024	
5.973	-0.237	0.905	-0.021	
6.400	0.075	0.568	-0.016	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB14

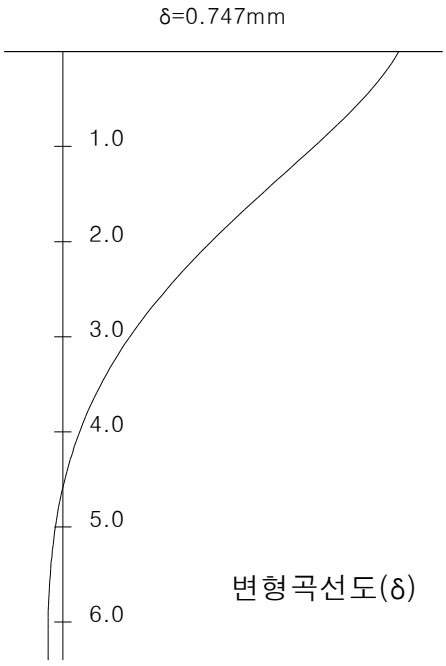
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

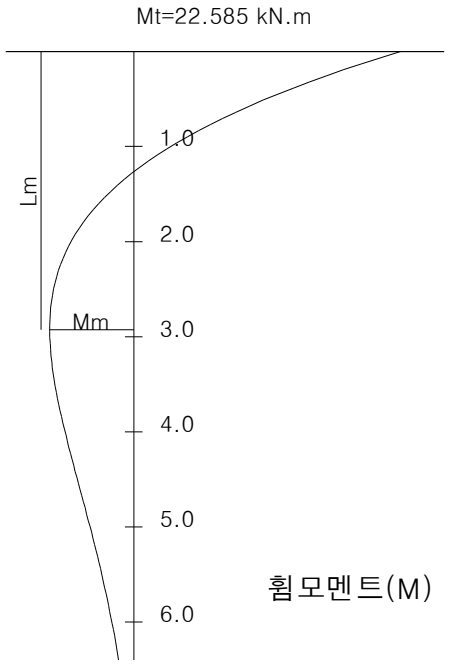
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.103 kN.m, 2.925 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.747 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.747 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	22.585	-26.352	0.747	
0.427	12.656	-20.282	0.681	
0.853	5.182	-14.877	0.592	
1.280	-0.154	-10.277	0.493	
1.707	-3.708	-6.520	0.394	
2.133	-5.834	-3.577	0.302	
2.560	-6.865	-1.373	0.220	
2.987	-7.097	0.190	0.151	
3.413	-6.779	1.221	0.095	
3.840	-6.115	1.828	0.051	
4.267	-5.265	2.112	0.018	
4.693	-4.346	2.161	-0.005	
5.120	-3.443	2.050	-0.020	
5.547	-2.611	1.839	-0.029	
5.973	-1.881	1.576	-0.033	
6.400	-1.269	1.295	-0.033	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB14

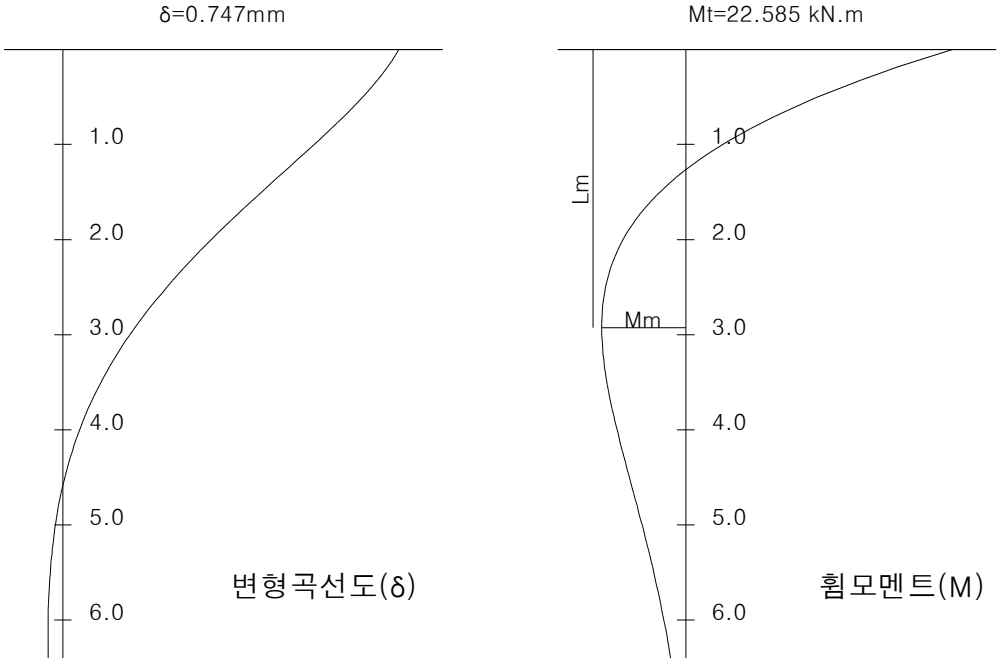
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.103 kN.m, 2.925 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.747 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.747 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	22.585	-26.352	0.747	
0.427	12.656	-20.282	0.681	
0.853	5.182	-14.877	0.592	
1.280	-0.154	-10.277	0.493	
1.707	-3.708	-6.520	0.394	
2.133	-5.834	-3.577	0.302	
2.560	-6.865	-1.373	0.220	
2.987	-7.097	0.190	0.151	
3.413	-6.779	1.221	0.095	
3.840	-6.115	1.828	0.051	
4.267	-5.265	2.112	0.018	
4.693	-4.346	2.161	-0.005	
5.120	-3.443	2.050	-0.020	
5.547	-2.611	1.839	-0.029	
5.973	-1.881	1.576	-0.033	
6.400	-1.269	1.295	-0.033	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 4 : ULB22

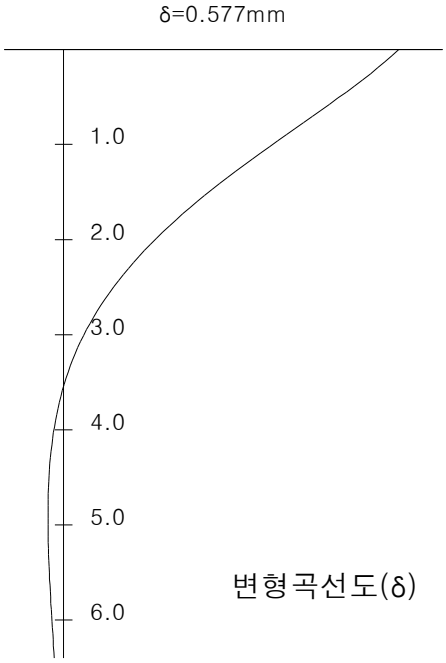
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

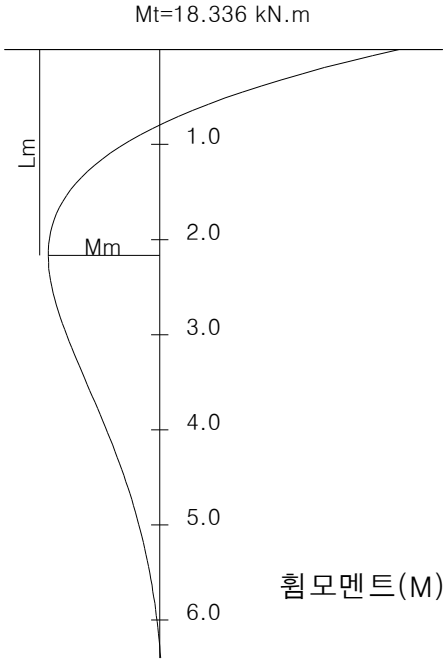
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.550 kN.m, 2.164 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.577 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.577 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	18.336	-32.004	0.577	
0.427	6.820	-22.236	0.492	
0.853	-0.881	-14.164	0.394	
1.280	-5.523	-7.888	0.297	
1.707	-7.853	-3.301	0.209	
2.133	-8.548	-0.178	0.136	
2.560	-8.174	1.754	0.079	
2.987	-7.180	2.775	0.036	
3.413	-5.899	3.142	0.006	
3.840	-4.561	3.073	-0.012	
4.267	-3.314	2.743	-0.023	
4.693	-2.239	2.284	-0.027	
5.120	-1.370	1.789	-0.027	
5.547	-0.709	1.318	-0.024	
5.973	-0.237	0.905	-0.021	
6.400	0.075	0.568	-0.016	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	20980.799	37234.909	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	755308.8	1340456.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17000865.0	17000865.0
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	83800097.1	83800097.1
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009672	0.0007938	0.0000796	COMBO 1	0.0000000	0.0011360	0.0000000
COMBO 2	0.0010048	0.0006713	0.0000821	COMBO 2	0.0012560	0.0008391	0.0001027
COMBO 3	0.0010048	0.0006713	0.0000821	COMBO 3	0.0012560	0.0006352	0.0001027
COMBO 4	0.0008595	0.0006713	0.0001613	COMBO 4	0.0008595	0.0006713	0.0001613

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.005 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009672	0.0010525	0.0000796	497.024	20.292	0.000
	2	0.0009672	0.0009490	0.0000796	448.157	20.292	0.000
	3	0.0009672	0.0008455	0.0000796	399.289	20.292	0.000
	4	0.0009672	0.0007420	0.0000796	350.421	20.292	0.000
	5	0.0009672	0.0006386	0.0000796	301.553	20.292	0.000
	6	0.0009672	0.0005351	0.0000796	252.685	20.292	0.000
COMBO 2	1	0.0010048	0.0009382	0.0000821	443.047	21.082	0.000
	2	0.0010048	0.0008314	0.0000821	392.631	21.082	0.000
	3	0.0010048	0.0007247	0.0000821	342.214	21.082	0.000
	4	0.0010048	0.0006179	0.0000821	291.798	21.082	0.000
	5	0.0010048	0.0005111	0.0000821	241.381	21.082	0.000
	6	0.0010048	0.0004044	0.0000821	190.964	21.082	0.000
COMBO 3	1	0.0010048	0.0009382	0.0000821	443.047	21.082	0.000
	2	0.0010048	0.0008314	0.0000821	392.631	21.082	0.000
	3	0.0010048	0.0007247	0.0000821	342.214	21.082	0.000
	4	0.0010048	0.0006179	0.0000821	291.798	21.082	0.000
	5	0.0010048	0.0005111	0.0000821	241.381	21.082	0.000
	6	0.0010048	0.0004044	0.0000821	190.964	21.082	0.000
COMBO 4	1	0.0008595	0.0011955	0.0001613	564.585	32.004	0.000
	2	0.0008595	0.0009858	0.0001613	465.553	32.004	0.000
	3	0.0008595	0.0007761	0.0001613	366.522	32.004	0.000
	4	0.0008595	0.0005664	0.0001613	267.490	32.004	0.000
	5	0.0008595	0.0003567	0.0001613	168.458	32.004	0.000
	6	0.0008595	0.0001470	0.0001613	69.427	32.004	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0011360	0.0000000	536.483	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0012560	0.0011727	0.0001027	553.809	26.352	0.000
	2	0.0012560	0.0010393	0.0001027	490.788	26.352	0.000
	3	0.0012560	0.0009058	0.0001027	427.768	26.352	0.000
	4	0.0012560	0.0007724	0.0001027	364.747	26.352	0.000
	5	0.0012560	0.0006389	0.0001027	301.726	26.352	0.000
	6	0.0012560	0.0005055	0.0001027	238.706	26.352	0.000
COMBO 3	1	0.0012560	0.0009688	0.0001027	457.515	26.352	0.000
	2	0.0012560	0.0008354	0.0001027	394.495	26.352	0.000
	3	0.0012560	0.0007019	0.0001027	331.474	26.352	0.000
	4	0.0012560	0.0005685	0.0001027	268.453	26.352	0.000
	5	0.0012560	0.0004350	0.0001027	205.433	26.352	0.000
	6	0.0012560	0.0003016	0.0001027	142.412	26.352	0.000
COMBO 4	1	0.0008595	0.0011955	0.0001613	564.585	32.004	0.000
	2	0.0008595	0.0009858	0.0001613	465.553	32.004	0.000
	3	0.0008595	0.0007761	0.0001613	366.522	32.004	0.000
	4	0.0008595	0.0005664	0.0001613	267.490	32.004	0.000
	5	0.0008595	0.0003567	0.0001613	168.458	32.004	0.000
	6	0.0008595	0.0001470	0.0001613	69.427	32.004	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	497.024	20.292	0.000	6
	2	1.950	0	448.157	20.292	0.000	6
	3	0.650	0	399.289	20.292	0.000	6
	4	-0.650	0	350.421	20.292	0.000	6
	5	-1.950	0	301.553	20.292	0.000	6
	6	-3.250	0	252.685	20.292	0.000	6
	계			13494.775	730.507	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	443.047	21.082	0.000	6
	2	1.950	0	392.631	21.082	0.000	6
	3	0.650	0	342.214	21.082	0.000	6
	4	-0.650	0	291.798	21.082	0.000	6
	5	-1.950	0	241.381	21.082	0.000	6
	6	-3.250	0	190.964	21.082	0.000	6
	계			11412.210	758.944	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	443.047	21.082	0.000	6
	2	1.950	0	392.631	21.082	0.000	6
	3	0.650	0	342.214	21.082	0.000	6
	4	-0.650	0	291.798	21.082	0.000	6
	5	-1.950	0	241.381	21.082	0.000	6
	6	-3.250	0	190.964	21.082	0.000	6
	계			11412.210	758.944	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	564.585	32.004	0.000	6
	2	1.950	0	465.553	32.004	0.000	6
	3	0.650	0	366.522	32.004	0.000	6
	4	-0.650	0	267.490	32.004	0.000	6
	5	-1.950	0	168.458	32.004	0.000	6
	6	-3.250	0	69.427	32.004	0.000	6
	계			11412.210	1152.140	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	536.483	0.000	0.000	6
	2	1.950	0	536.483	0.000	0.000	6
	3	0.650	0	536.483	0.000	0.000	6
	4	-0.650	0	536.483	0.000	0.000	6
	5	-1.950	0	536.483	0.000	0.000	6
	6	-3.250	0	536.483	0.000	0.000	6
	계			19313.388	0.000	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	553.809	26.352	0.000	6
	2	1.950	0	490.788	26.352	0.000	6
	3	0.650	0	427.768	26.352	0.000	6
	4	-0.650	0	364.747	26.352	0.000	6
	5	-1.950	0	301.726	26.352	0.000	6
	6	-3.250	0	238.706	26.352	0.000	6
	계			14265.263	948.680	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	457.515	26.352	0.000	6
	2	1.950	0	394.495	26.352	0.000	6
	3	0.650	0	331.474	26.352	0.000	6
	4	-0.650	0	268.453	26.352	0.000	6
	5	-1.950	0	205.433	26.352	0.000	6
	6	-3.250	0	142.412	26.352	0.000	6
	계			10798.690	948.680	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	564.585	32.004	0.000	6
	2	1.950	0	465.553	32.004	0.000	6
	3	0.650	0	366.522	32.004	0.000	6
	4	-0.650	0	267.490	32.004	0.000	6
	5	-1.950	0	168.458	32.004	0.000	6
	6	-3.250	0	69.427	32.004	0.000	6
	계			11412.210	1152.140	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

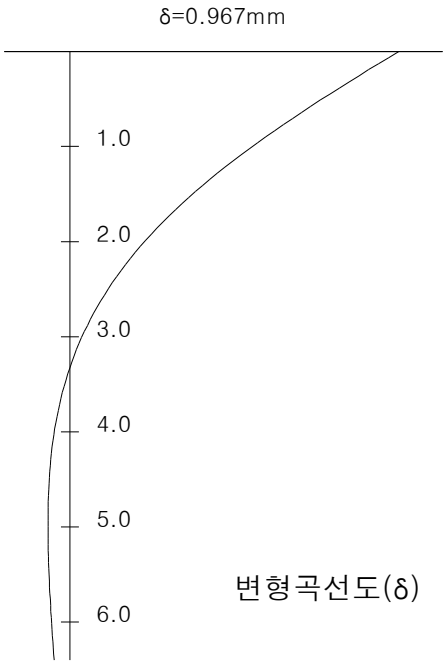
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

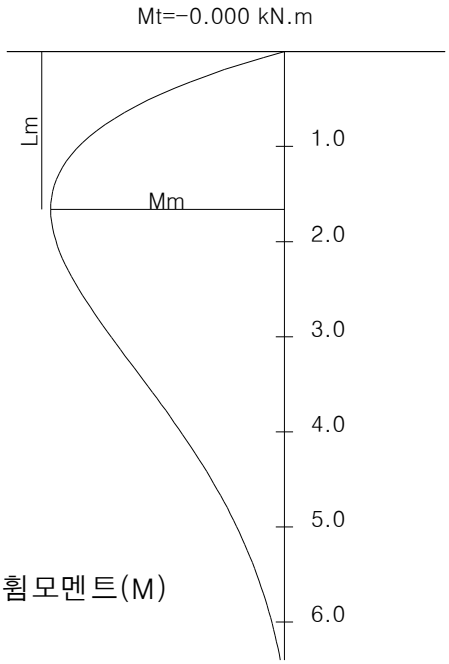
- 최대모멘트 및 깊이 : -13.828 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.967 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.967 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-20.292	0.967	
0.427	-7.027	-12.921	0.774	
0.853	-11.253	-7.139	0.594	
1.280	-13.325	-2.801	0.434	
1.707	-13.821	0.282	0.298	
2.133	-13.233	2.322	0.188	
2.560	-11.958	3.530	0.101	
2.987	-10.311	4.102	0.037	
3.413	-8.524	4.210	-0.008	
3.840	-6.763	4.002	-0.038	
4.267	-5.136	3.597	-0.056	
4.693	-3.708	3.087	-0.064	
5.120	-2.507	2.540	-0.065	
5.547	-1.538	2.006	-0.061	
5.973	-0.789	1.516	-0.054	
6.400	-0.236	1.088	-0.047	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB14

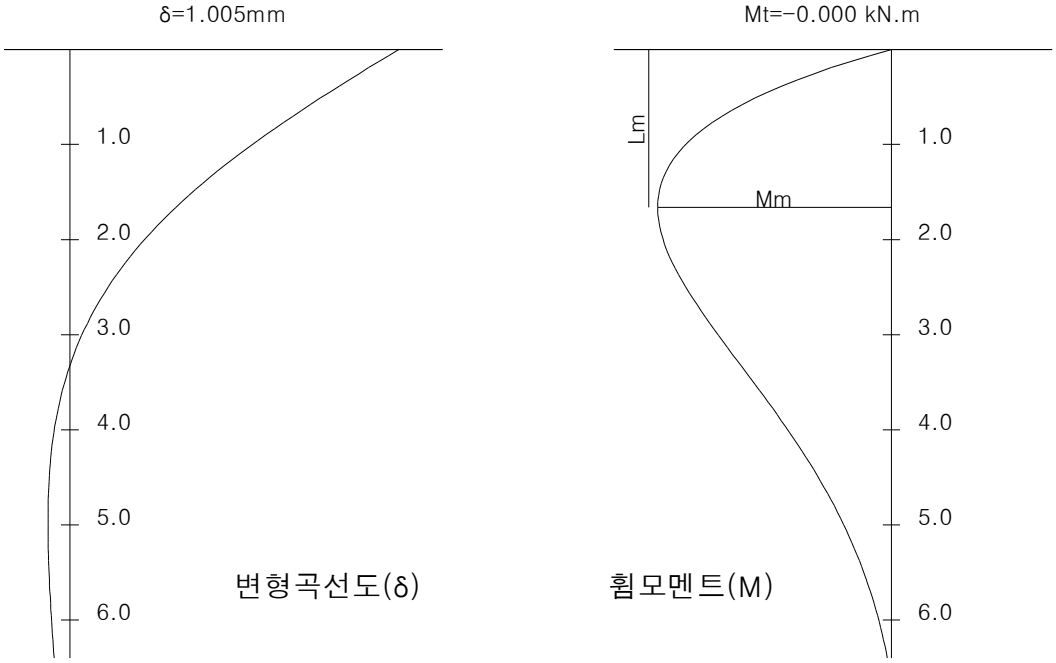
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.366 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.005 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.005 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-21.082	1.005	
0.427	-7.301	-13.424	0.804	
0.853	-11.691	-7.417	0.617	
1.280	-13.844	-2.910	0.451	
1.707	-14.359	0.293	0.310	
2.133	-13.748	2.413	0.195	
2.560	-12.424	3.668	0.105	
2.987	-10.712	4.261	0.038	
3.413	-8.856	4.374	-0.009	
3.840	-7.026	4.158	-0.040	
4.267	-5.336	3.737	-0.058	
4.693	-3.852	3.207	-0.066	
5.120	-2.605	2.639	-0.067	
5.547	-1.598	2.084	-0.063	
5.973	-0.820	1.575	-0.057	
6.400	-0.245	1.130	-0.048	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : SVB14

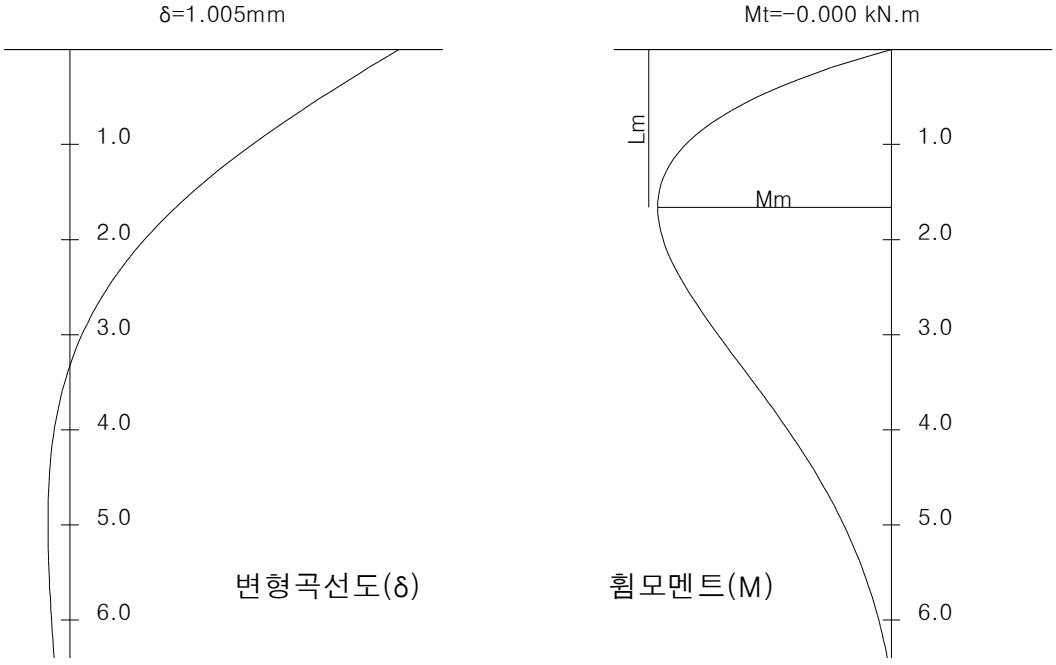
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.366 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.005 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.005 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-21.082	1.005	
0.427	-7.301	-13.424	0.804	
0.853	-11.691	-7.417	0.617	
1.280	-13.844	-2.910	0.451	
1.707	-14.359	0.293	0.310	
2.133	-13.748	2.413	0.195	
2.560	-12.424	3.668	0.105	
2.987	-10.712	4.261	0.038	
3.413	-8.856	4.374	-0.009	
3.840	-7.026	4.158	-0.040	
4.267	-5.336	3.737	-0.058	
4.693	-3.852	3.207	-0.066	
5.120	-2.605	2.639	-0.067	
5.547	-1.598	2.084	-0.063	
5.973	-0.820	1.575	-0.057	
6.400	-0.245	1.130	-0.048	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

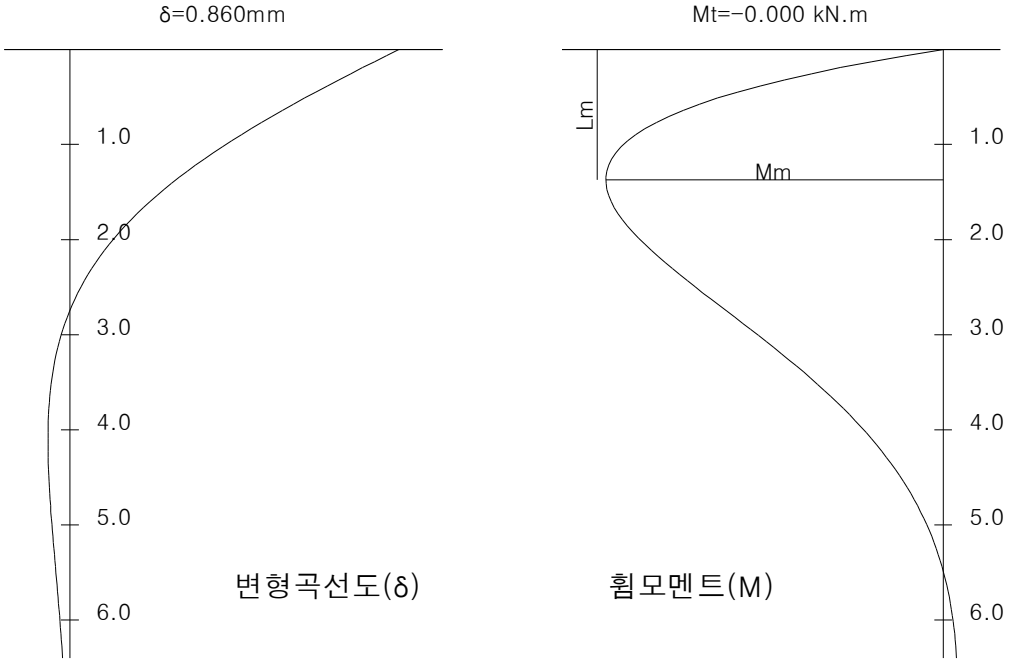
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.014 kN.m, 1.371 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.860 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.860 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-32.004	0.860	
0.427	-10.588	-18.255	0.653	
0.853	-16.092	-8.114	0.465	
1.280	-17.963	-1.135	0.307	
1.707	-17.429	3.252	0.181	
2.133	-15.472	5.639	0.087	
2.560	-12.824	6.575	0.021	
2.987	-10.000	6.534	-0.022	
3.413	-7.332	5.898	-0.046	
3.840	-5.010	4.956	-0.056	
4.267	-3.117	3.914	-0.057	
4.693	-1.664	2.909	-0.053	
5.120	-0.617	2.021	-0.045	
5.547	0.083	1.287	-0.036	
5.973	0.504	0.716	-0.027	
6.400	0.716	0.299	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB14

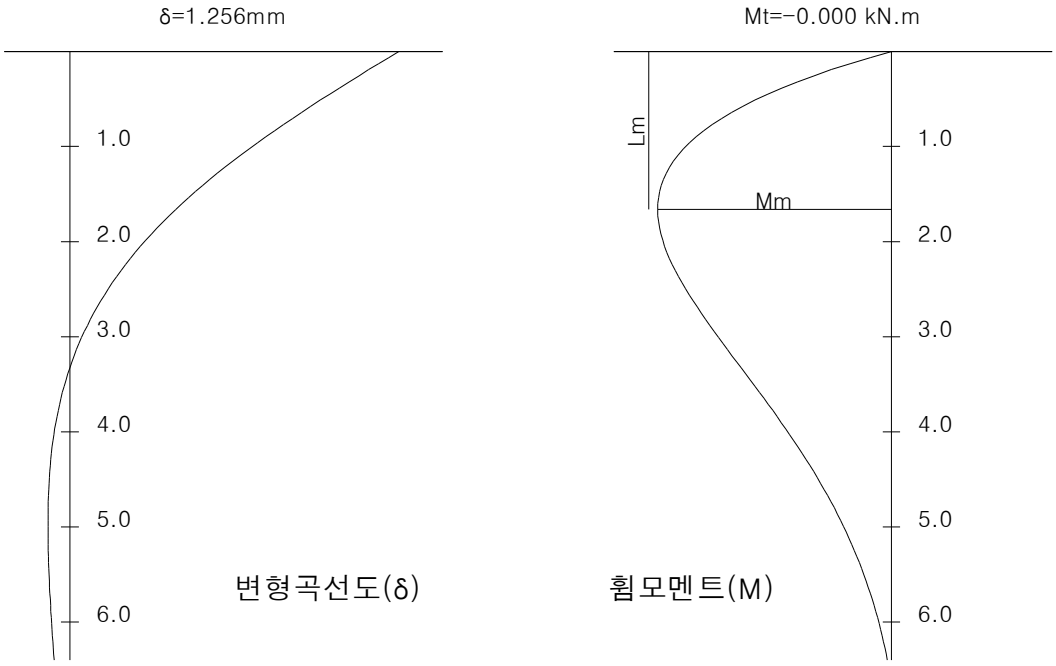
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.958 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.256 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.256 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.352	1.256	
0.427	-9.126	-16.781	1.006	
0.853	-14.613	-9.271	0.771	
1.280	-17.304	-3.638	0.564	
1.707	-17.949	0.366	0.387	
2.133	-17.185	3.016	0.244	
2.560	-15.530	4.584	0.132	
2.987	-13.390	5.327	0.048	
3.413	-11.069	5.468	-0.011	
3.840	-8.782	5.198	-0.050	
4.267	-6.670	4.671	-0.072	
4.693	-4.815	4.009	-0.082	
5.120	-3.256	3.299	-0.084	
5.547	-1.998	2.606	-0.079	
5.973	-1.024	1.969	-0.071	
6.400	-0.306	1.413	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB14

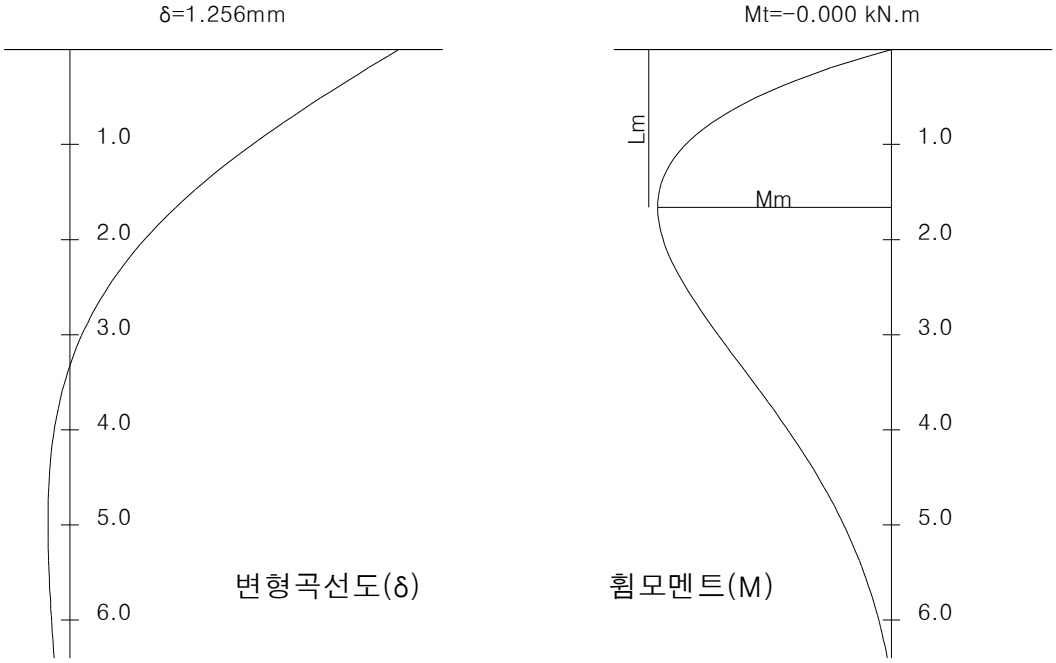
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.958 kN.m, 1.660 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.256 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.256 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.352	1.256	
0.427	-9.126	-16.781	1.006	
0.853	-14.613	-9.271	0.771	
1.280	-17.304	-3.638	0.564	
1.707	-17.949	0.366	0.387	
2.133	-17.185	3.016	0.244	
2.560	-15.530	4.584	0.132	
2.987	-13.390	5.327	0.048	
3.413	-11.069	5.468	-0.011	
3.840	-8.782	5.198	-0.050	
4.267	-6.670	4.671	-0.072	
4.693	-4.815	4.009	-0.082	
5.120	-3.256	3.299	-0.084	
5.547	-1.998	2.606	-0.079	
5.973	-1.024	1.969	-0.071	
6.400	-0.306	1.413	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 4 : ULB22

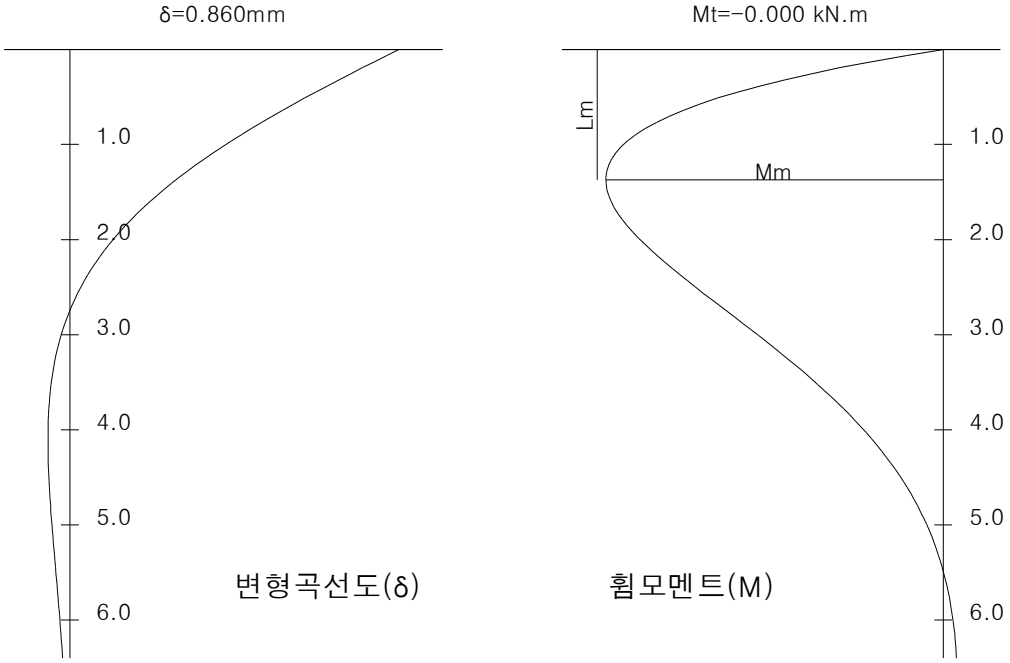
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.014 kN.m, 1.371 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.860 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.860 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-32.004	0.860	
0.427	-10.588	-18.255	0.653	
0.853	-16.092	-8.114	0.465	
1.280	-17.963	-1.135	0.307	
1.707	-17.429	3.252	0.181	
2.133	-15.472	5.639	0.087	
2.560	-12.824	6.575	0.021	
2.987	-10.000	6.534	-0.022	
3.413	-7.332	5.898	-0.046	
3.840	-5.010	4.956	-0.056	
4.267	-3.117	3.914	-0.057	
4.693	-1.664	2.909	-0.053	
5.120	-0.617	2.021	-0.045	
5.547	0.083	1.287	-0.036	
5.973	0.504	0.716	-0.027	
6.400	0.716	0.299	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 694.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1041.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.0048 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.8595 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 221.300 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 331.950 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	508.474	241.236	694.000	221.300	O.K
	HINGE	497.024	252.685	694.000	221.300	O.K
COMBO 2	FIX	454.960	179.052	694.000	221.300	O.K
	HINGE	443.047	190.964	694.000	221.300	O.K
COMBO 3	FIX	454.960	179.052	694.000	221.300	O.K
	HINGE	443.047	190.964	694.000	221.300	O.K
COMBO 4	FIX	576.675	57.337	1041.000	331.950	O.K
	HINGE	564.585	69.427	1041.000	331.950	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토
:『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조
사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본
PILE 길이 : 6.50 m
이음개소수 : 0 개소
말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%
장경비 (L/D) = 6.40/0.500 = 12.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토
말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지 이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저 』 7.5.2.2
허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)
= 42.000 MPa (지진시)
허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)
= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 Mmax가 발생하는 경우
f = fce1 ± M/Ze + V/Ae
= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

* 두부에 Mmax가 발생하는 경우
f = fce2 ± M/Ze + V/Ae
= 0.000 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	508.474	17.365	6.439	28.00	2.933	0.00	O.K
	HINGE	497.024	13.828	10.081	28.00	7.289	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	454.960	18.068	6.017	28.00	2.369	0.00	O.K
	HINGE	443.047	14.366	9.638	28.00	6.737	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	454.960	18.068	6.017	28.00	2.369	0.00	O.K
	HINGE	443.047	14.366	9.638	28.00	6.737	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	576.675	18.336	7.166	42.00	3.464	-5.00	O.K
	HINGE	564.585	18.014	11.126	42.00	7.489	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

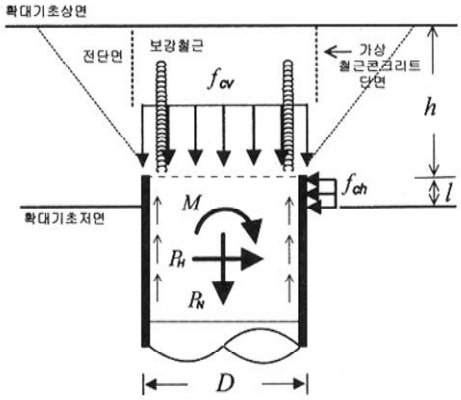
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	20.292	0.365	0.850	O.K
	HINGE	20.292	0.365	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	21.082	0.380	0.850	O.K
	HINGE	21.082	0.380	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	21.082	0.380	0.850	O.K
	HINGE	21.082	0.380	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	32.004	0.576	1.250	O.K
	HINGE	32.004	0.576	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 508473.9 / (π/4 x 500 ²)
= 2.590 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 576675.0 / (π/4 x 500 ²)
= 2.937 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 508473.9 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.035 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 576675.0 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.040 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 21081.772 / (500 x 100)
= 0.422 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 32003.889 / (500 x 100)
= 0.640 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

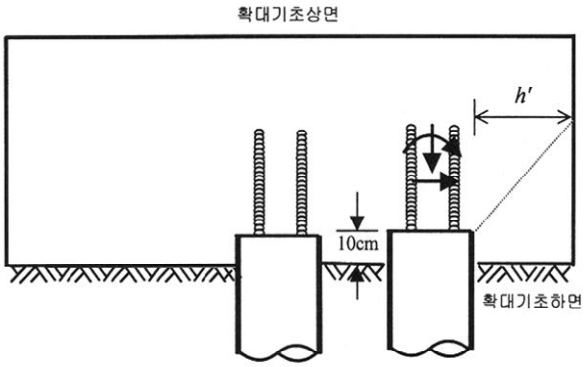
τh = 21081.772 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.035 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 32003.889 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.053 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85\, f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 568699.943 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 568699.943 N ∴ O.K

교각 P2

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

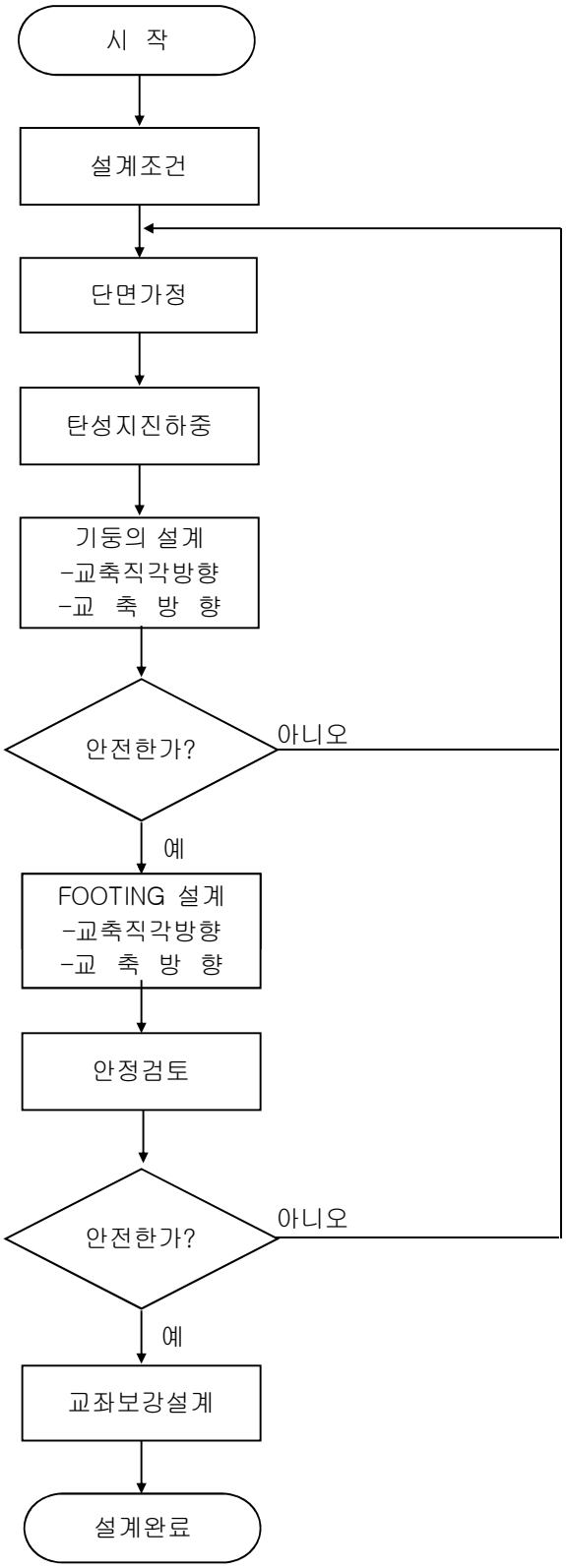
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	38386.624	540.832	70.98	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	6141.860	59.775	102.75	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	881.000	194.719	4.52	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	38386.624	11900.370	3.23	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	6141.860	871.433	7.05	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1227.000	309.909	3.96	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	43504.840	13924.054	3.12	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	6141.860	724.744	8.47	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	881.000	314.748	2.80	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	43504.840	16107.198	2.70	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	6141.860	1105.100	5.56	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1227.000	339.963	3.61	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.016	13358.377	51294.106	3.840	O.K
	모멘트최대	0.016	9163.613	51294.106	5.598	O.K
	탄성설계	0.016	7048.933	15466.805	2.194	O.K
	편심최대	0.016	6276.148	58621.836	9.340	O.K
교축직각방향	축력최대	0.016	13358.377	51294.106	3.840	O.K
	모멘트최대	0.016	9163.613	9894.803	1.080	O.K
	탄성설계	0.016	7048.933	10356.584	1.469	O.K
	편심최대	0.016	6276.148	7212.653	1.149	O.K
합성부재력	축력최대	0.016	13358.377	51294.106	3.840	O.K
	모멘트최대	0.016	9163.613	9877.996	1.078	O.K
	탄성설계	0.016	7048.933	10023.148	1.422	O.K
	편심최대	0.016	6276.148	7199.807	1.147	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2500.0	100.0	16383.103	21832.900	-	-	1.333	O.K
	우측내민보	2500.0	100.0	16683.423	21832.900	-	-	1.309	O.K
	좌측내민보수	2300.0	100.0	708.785	4300.600	529.575	3194.929	6.033	O.K
	우측내민보수	2300.0	100.0	802.753	4300.600	599.696	3194.929	5.328	O.K
	교량받침1	2097.0	347.0	157.523	21832.900	91.333	12049.173	131.926	O.K
	교량받침2	1850.0	100.0	134.588	21832.900	78.039	12049.173	154.399	O.K
기초	교축방향	2000.0	100.0	12052.482	19768.500	7735.267	12634.227	1.633	O.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	19364.694	29895.300	12361.448	18959.286	1.534	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	117.914	180.000	121.053	454.109	O.K
	우측내민보	142.746	180.000	121.053	337.930	O.K
	좌측내민보수평	57.889	180.000	208.333	1088.294	O.K
	우측내민보수평	65.554	180.000	208.333	961.044	O.K
	교량받침1	19.284	180.000	121.053	3252.546	O.K
	교량받침2	23.090	180.000	121.053	2728.483	O.K
기초	교축방향	139.169	180.000	123.188	339.608	O.K
	교직-지점부	176.670	180.000	127.119	226.996	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : STEEL BOX
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.05

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 50
2) 기초지반의 내부마찰각 : φ2 = 42.386 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 30 kN/m²
4) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600 kN/m²
5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.6 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
   - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
   - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

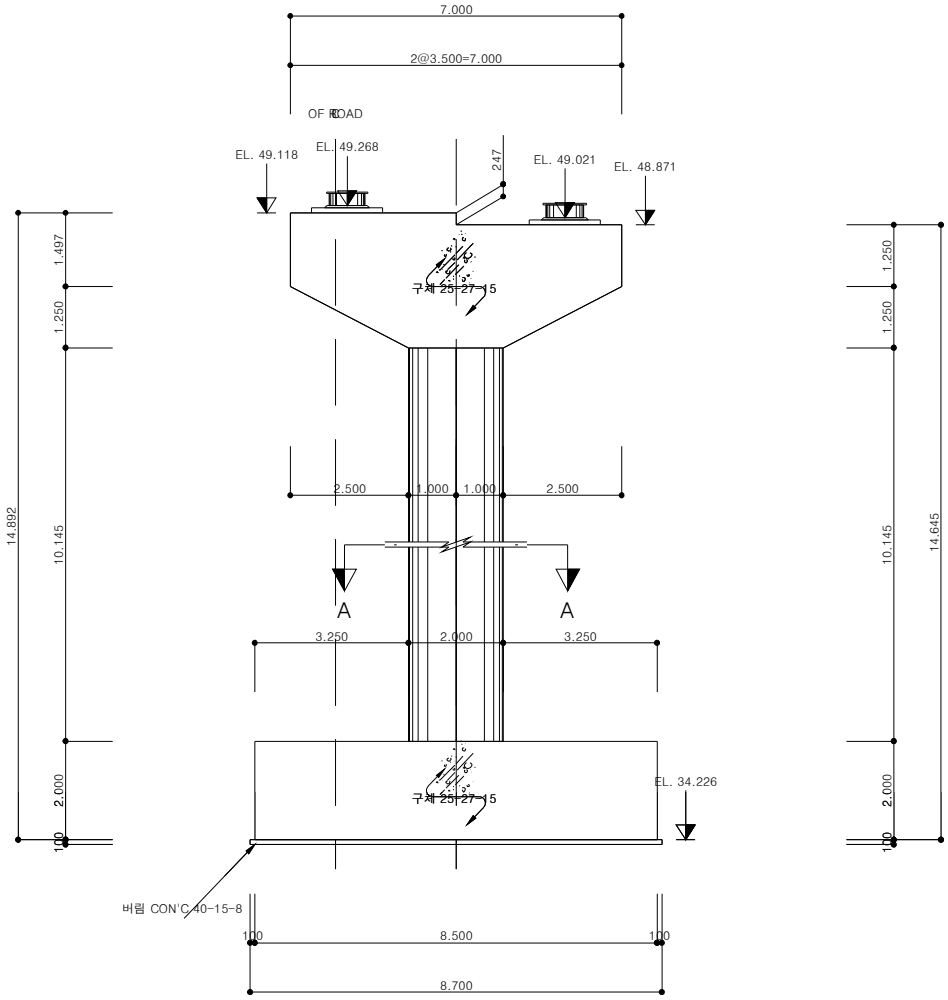
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


7.000
2@3.500=7.000
OF ROAD
EL. 49.118
EL. 49.268
247
EL. 49.021
EL. 48.871
구체 25-27-15
1.497
1.250
10.145
14.892
2.500
1.000
1.000
2.500
A
A
3.250
2.000
3.250
2.000
100
구체 25-27-15
EL. 34.226
버림 CON'C 40-15-8
100
8.500
100
8.700
1.250
1.250
10.145
14.645
2.000
100

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	2369.333	1349.820	983.605	42.981
2	3085.587	601.233	68.663	991.141
계	5454.920	1951.053	1052.268	1034.122

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (9.170 / 4.340)] x 4.340 = 15.5 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 15.526 kN/m

P1 = 15.526 x (45.000 + 45.000) / 2 x sin90.0

= 698.67 kN

작용위치 h = 4.340/2 + 0.400 + 0.625 = 3.195 m

작용모멘트 My = Ph x h = 698.670 x 3.195 = 2232.25 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.500 x 2.300 = 17.25 kN

W'column = 1.500 x 2.000 = 3 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 45.718 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.000 = 3 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (45.000 + 45.000)/2 x sin90.0 = 67.5 kN

작용위치 h = 2.979 + 1.500 + 0.625 = 5.104 m

작용모멘트 My = Ph x h = 67.500 x 5.104 = 344.52 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

δ = α x ΔT x L 0.000012 x 25.0 x 0.0 = 0 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 0.78540 x 1EA x 0.00000 / 12.645³ x sin90.0

= 0 kN

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : Vd = 5454.920 kN

교량받침마찰계수 : μ = 0.050

Ph = μ x W = 5454.920 x 0.050 x sin90.0

= 272.746 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 0.000 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 0.000 x (0.400 + 1.250/2) = 0 kN.m

5.5 유수압 (Q1-LO)

P = 10 K v² A = 10 x 0.040 x 2.010² x 3.238

= 5.233 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m²), A = 1.619 x 2.000 = 3.238 m²

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 6.556 m (기초상단으로 부터)

5.6 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 3.142 x 7.204 x 10.000

= 226.306 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m³)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 43.430 - 36.226 = 7.204 m

A : 기둥의 단면적 (m²) , A = π x 1.000² = 3.142 m²

5.7 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	830.880	3322.580	0.02000	327.410	1423.870	0.01000
	하중경우 2	기둥 1	266.040	1062.700	0.01000	1016.410	4507.700	0.03000
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	866.200	10191.810	0.00000	356.820	3881.830	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	281.880	3270.360	0.00000	1105.100	12336.590	0.00000

5.8 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

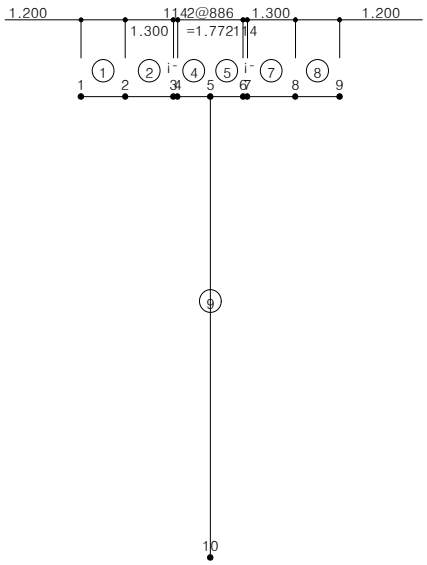
5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	12.020	6	4.386	12.020
2	1.200	12.020	7	4.500	12.020
3	2.500	12.020	8	5.800	12.020
4	2.614	12.020	9	7.000	12.020
5	3.500	12.020	10	3.500	0.000

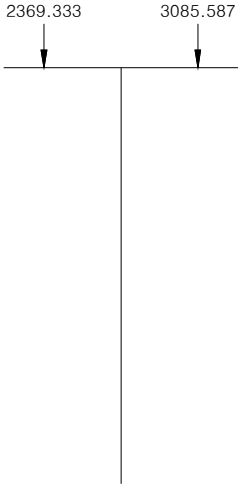
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	I22(m⁴)	I33(m⁴)	적용절점
①	2.300	1.250	2.875	1.267396	0.374349	9
②	2.300	1.497	3.443	1.517833	0.643002	1
③	2.300	1.850	4.255	1.875746	1.213561	8
④	2.300	2.097	4.823	2.126183	1.767429	2
⑤	2.300	2.500	5.750	2.534792	2.994792	5~7
⑥	2.300	2.747	6.318	2.785229	3.973037	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

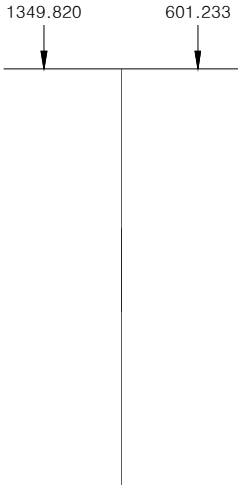
6.4 하중재하도

1) 연직하중

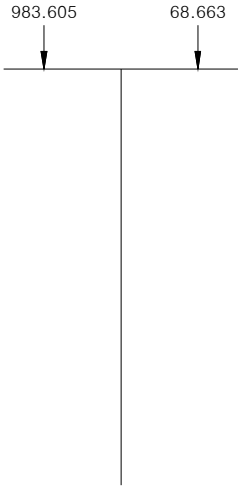
① 고정하중 (D)



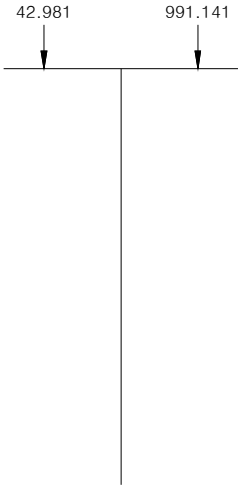
② 활하중 : 만재하시 (L1)



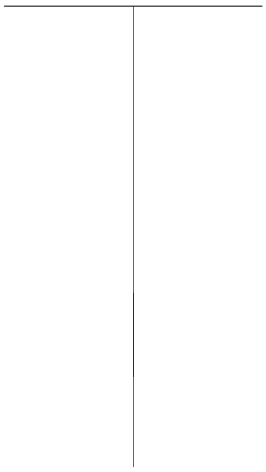
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

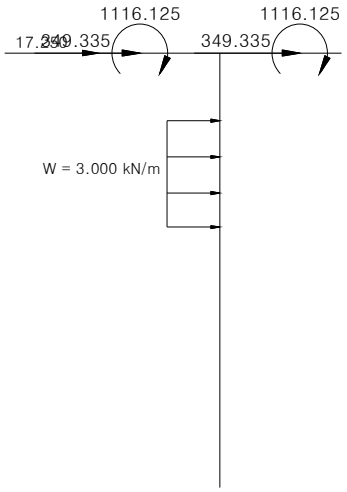


HWL : EL = 43.430 m
기초상단 : EL = 36.226 m
하저면 : EL = 41.811 m

2) 수평하중

① 교축직각 방향

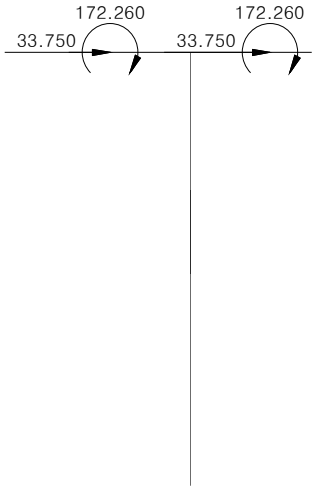
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 698.670/2EA = 349.335 kN

M = 2232.251/2EA = 1116.125 kN

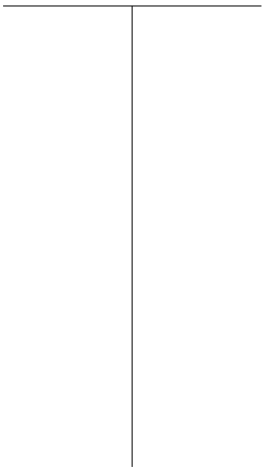
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



P = 67.500/2EA = 33.750 kN

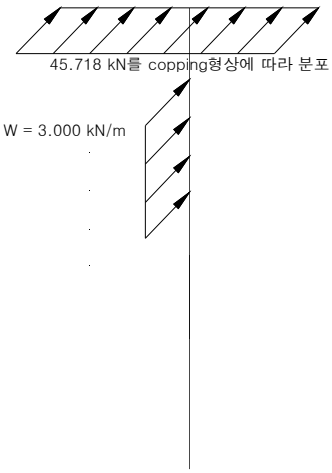
M = 344.520/2EA = 172.260 kN

㉯ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

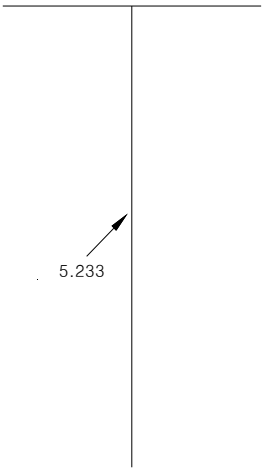


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㉰ 유수압 (Q1-LO)



HWL : EL = 43.430 m

기초상단 : EL = 36.226 m

하저면 : EL = 41.811 m

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6478.453	1560.408	0.000	-7275.239	1560.408	0.000	
L1	-1951.053	-1721.750	0.000	-1951.053	-1721.750	0.000	
L2	-1052.268	-2104.366	0.000	-1052.268	-2104.366	0.000	
L3	-1034.122	2180.767	0.000	-1034.122	2180.767	0.000	
W-TR	0.000	3574.610	-715.920	0.000	10914.159	-724.744	
WL	0.000	471.082	-67.500	0.000	1155.870	-67.500	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	4507.700	1016.410	0.000	12336.590	1105.100	
Q3	226.306	0.000	0.000	226.306	0.000	0.000	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6478.453	0.000	0.000	-7275.239	0.000	0.000	
L1	-1951.053	0.000	0.000	-1951.053	0.000	0.000	
L2	-1052.268	0.000	0.000	-1052.268	0.000	0.000	
L3	-1034.122	0.000	0.000	-1034.122	0.000	0.000	
W-L0	0.000	-85.722	45.718	0.000	-626.077	54.542	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	3322.580	830.880	0.000	10191.810	866.200	
Q1-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	-34.306	5.233	
Q3	226.306	0.000	0.000	226.306	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-3729.895	2692.374	-4694.164	-3371.509	
L1	-1908.645	1349.820	-850.143	-601.233	
L2	-1390.817	983.605	-97.090	-68.663	
L3	-60.776	42.981	-1401.473	-991.141	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1116.130	0.000	-1116.130	0.000	
WL	172.260	0.000	-172.260	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-70.256	2493.323	-60.030	-3192.540
L1	0.000	1349.820	0.000	-601.233
L2	0.000	983.605	0.000	-68.663
L3	0.000	42.981	0.000	-991.141
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1116.130	0.000	-1116.130	0.000
WL	172.260	0.000	-172.260	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-8203.200	-161.342	0.000	-8999.986	-161.342	0.000	
SV002	-7304.415	-543.959	0.000	-8101.201	-543.959	0.000	
SV003	-7286.270	3741.175	0.000	-8083.055	3741.175	0.000	
SV004	-6252.147	5135.018	-715.920	-7048.933	12474.566	-724.744	
SV005	-8203.200	2097.045	-425.460	-8999.986	6451.607	-429.872	
SV006	-7304.415	1714.429	-425.460	-8101.201	6068.991	-429.872	
SV007	-7286.270	5999.562	-425.460	-8083.055	10354.124	-429.872	
SV008	-8203.200	-161.342	0.000	-8999.986	-161.342	0.000	
SV009	-8203.200	-161.342	0.000	-8999.986	-161.342	0.000	
SV010	-7304.415	-543.959	0.000	-8101.201	-543.959	0.000	
SV011	-7304.415	-543.959	0.000	-8101.201	-543.959	0.000	
SV012	-7286.270	3741.175	0.000	-8083.055	3741.175	0.000	
SV013	-7286.270	3741.175	0.000	-8083.055	3741.175	0.000	
SV014	-6252.147	5135.018	-715.920	-7048.933	12474.566	-724.744	
SV015	-6252.147	5135.018	-715.920	-7048.933	12474.566	-724.744	
SV016	-8203.200	2097.045	-425.460	-8999.986	6451.607	-429.872	
SV017	-8203.200	2097.045	-425.460	-8999.986	6451.607	-429.872	
SV018	-7304.415	1714.429	-425.460	-8101.201	6068.991	-429.872	
SV019	-7304.415	1714.429	-425.460	-8101.201	6068.991	-429.872	
SV020	-7286.270	5999.562	-425.460	-8083.055	10354.124	-429.872	
SV021	-7286.270	5999.562	-425.460	-8083.055	10354.124	-429.872	
SV022	-6252.147	6068.108	1016.410	-7048.933	13896.998	1105.100	
SV023	-8203.200	-161.342	0.000	-8999.986	-161.342	0.000	
SV024	-7304.415	-543.959	0.000	-8101.201	-543.959	0.000	
SV025	-7286.270	3741.175	0.000	-8083.055	3741.175	0.000	
SV026	-6252.147	5135.018	-715.920	-7048.933	12474.566	-724.744	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-8203.200	0.000	0.000	-8999.986	-34.306	5.233	
SVB02	-7304.415	0.000	0.000	-8101.201	-34.306	5.233	
SVB03	-7286.270	0.000	0.000	-8083.055	-34.306	5.233	
SVB04	-6252.147	-85.722	45.718	-7048.933	-660.383	59.775	
SVB05	-8203.200	-42.861	22.859	-8999.986	-347.344	32.504	
SVB06	-7304.415	-42.861	22.859	-8101.201	-347.344	32.504	
SVB07	-7286.270	-42.861	22.859	-8083.055	-347.344	32.504	
SVB08	-8203.200	0.000	0.000	-8999.986	-34.306	5.233	
SVB09	-8203.200	0.000	0.000	-8999.986	-34.306	5.233	
SVB10	-7304.415	0.000	0.000	-8101.201	-34.306	5.233	
SVB11	-7304.415	0.000	0.000	-8101.201	-34.306	5.233	
SVB12	-7286.270	0.000	0.000	-8083.055	-34.306	5.233	
SVB13	-7286.270	0.000	0.000	-8083.055	-34.306	5.233	
SVB14	-6252.147	-85.722	45.718	-7048.933	-660.383	59.775	
SVB15	-6252.147	-85.722	45.718	-7048.933	-660.383	59.775	
SVB16	-8203.200	-42.861	22.859	-8999.986	-347.344	32.504	
SVB17	-8203.200	-42.861	22.859	-8999.986	-347.344	32.504	
SVB18	-7304.415	-42.861	22.859	-8101.201	-347.344	32.504	
SVB19	-7304.415	-42.861	22.859	-8101.201	-347.344	32.504	
SVB20	-7286.270	-42.861	22.859	-8083.055	-347.344	32.504	
SVB21	-7286.270	-42.861	22.859	-8083.055	-347.344	32.504	
SVB22	-6252.147	3322.580	830.880	-7048.933	10157.504	871.433	
SVB23	-8203.200	0.000	0.000	-8999.986	-34.306	5.233	
SVB24	-7304.415	0.000	0.000	-8101.201	-34.306	5.233	
SVB25	-7286.270	0.000	0.000	-8083.055	-34.306	5.233	
SVB26	-6252.147	-85.722	45.718	-7048.933	-660.383	59.775	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-5638.541	4042.194	-5544.308	-3972.742	
SV002	-5120.713	3675.979	-4791.254	-3440.172	
SV003	-3790.671	2735.355	-6095.637	-4362.650	
SV004	-2613.765	2692.374	-5810.294	-3371.509	
SV005	-4908.216	4042.194	-6274.633	-3972.742	
SV006	-4390.388	3675.979	-5521.579	-3440.172	
SV007	-3060.346	2735.355	-6825.962	-4362.650	
SV008	-5638.541	4042.194	-5544.308	-3972.742	
SV009	-5638.541	4042.194	-5544.308	-3972.742	
SV010	-5120.713	3675.979	-4791.254	-3440.172	
SV011	-5120.713	3675.979	-4791.254	-3440.172	
SV012	-3790.671	2735.355	-6095.637	-4362.650	
SV013	-3790.671	2735.355	-6095.637	-4362.650	
SV014	-2613.765	2692.374	-5810.294	-3371.509	
SV015	-2613.765	2692.374	-5810.294	-3371.509	
SV016	-4908.216	4042.194	-6274.633	-3972.742	
SV017	-4908.216	4042.194	-6274.633	-3972.742	
SV018	-4390.388	3675.979	-5521.579	-3440.172	
SV019	-4390.388	3675.979	-5521.579	-3440.172	
SV020	-3060.346	2735.355	-6825.962	-4362.650	
SV021	-3060.346	2735.355	-6825.962	-4362.650	
SV022	-3729.895	2692.374	-4694.164	-3371.509	
SV023	-5638.541	4042.194	-5544.308	-3972.742	
SV024	-5120.713	3675.979	-4791.254	-3440.172	
SV025	-3790.671	2735.355	-6095.637	-4362.650	
SV026	-2613.765	2692.374	-5810.294	-3371.509	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-70.256	3843.143	-60.030	-3793.773
SV002	-70.256	3476.928	-60.030	-3261.203
SV003	-70.256	2536.304	-60.030	-4183.681
SV004	1045.874	2493.323	-1176.160	-3192.540
SV005	660.069	3843.143	-790.355	-3793.773
SV006	660.069	3476.928	-790.355	-3261.203
SV007	660.069	2536.304	-790.355	-4183.681
SV008	-70.256	3843.143	-60.030	-3793.773
SV009	-70.256	3843.143	-60.030	-3793.773
SV010	-70.256	3476.928	-60.030	-3261.203
SV011	-70.256	3476.928	-60.030	-3261.203
SV012	-70.256	2536.304	-60.030	-4183.681
SV013	-70.256	2536.304	-60.030	-4183.681
SV014	1045.874	2493.323	-1176.160	-3192.540
SV015	1045.874	2493.323	-1176.160	-3192.540
SV016	660.069	3843.143	-790.355	-3793.773
SV017	660.069	3843.143	-790.355	-3793.773
SV018	660.069	3476.928	-790.355	-3261.203
SV019	660.069	3476.928	-790.355	-3261.203
SV020	660.069	2536.304	-790.355	-4183.681
SV021	660.069	2536.304	-790.355	-4183.681
SV022	-70.256	2493.323	-60.030	-3192.540
SV023	-70.256	3843.143	-60.030	-3793.773
SV024	-70.256	3476.928	-60.030	-3261.203
SV025	-70.256	2536.304	-60.030	-4183.681
SV026	1045.874	2493.323	-1176.160	-3192.540

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-12322.555	-1673.233	0.000	-13358.377	-1673.233	0.000	
UL002	-10390.168	-2495.858	0.000	-11425.989	-2495.858	0.000	
UL003	-10351.154	6717.180	0.000	-11386.976	6717.180	0.000	
UL004	-8127.791	6675.523	-930.696	-9163.613	16216.936	-942.167	
UL005	-10664.160	2726.159	-553.098	-11699.982	8387.089	-558.834	
UL006	-9495.740	2228.757	-553.098	-10531.561	7889.688	-558.834	
UL007	-9472.150	7799.431	-553.098	-10507.972	13460.362	-558.834	
UL008	-10664.160	-209.745	0.000	-11699.982	-209.745	0.000	
UL009	-10664.160	-209.745	0.000	-11699.982	-209.745	0.000	
UL010	-9495.740	-707.146	0.000	-10531.561	-707.146	0.000	
UL011	-9495.740	-707.146	0.000	-10531.561	-707.146	0.000	
UL012	-9472.150	4863.527	0.000	-10507.972	4863.527	0.000	
UL013	-9472.150	4863.527	0.000	-10507.972	4863.527	0.000	
UL014	-7815.184	6418.772	-894.900	-8811.166	15593.208	-905.930	
UL015	-7815.184	6418.772	-894.900	-8811.166	15593.208	-905.930	
UL016	-10254.000	2621.306	-531.825	-11249.983	8064.509	-537.340	
UL017	-10254.000	2621.306	-531.825	-11249.983	8064.509	-537.340	
UL018	-9130.519	2143.036	-531.825	-10126.501	7586.238	-537.340	
UL019	-9130.519	2143.036	-531.825	-10126.501	7586.238	-537.340	
UL020	-9107.837	7499.453	-531.825	-10103.819	12942.656	-537.340	
UL021	-9107.837	7499.453	-531.825	-10103.819	12942.656	-537.340	
UL022	-6252.147	6068.108	1016.410	-7048.933	13896.998	1105.100	
UL023	-10664.160	-209.745	0.000	-11699.982	-209.745	0.000	
UL024	-9495.740	-707.146	0.000	-10531.561	-707.146	0.000	
UL025	-9472.150	4863.527	0.000	-10507.972	4863.527	0.000	
UL026	-7502.577	6162.021	-859.104	-8458.720	14969.480	-869.693	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-10379.019	-2141.355	0.000	-11175.805	-2141.355	0.000	
UE002	-8446.632	-2963.980	0.000	-9243.418	-2963.980	0.000	
UE003	-8407.618	6249.057	0.000	-9204.404	6249.057	0.000	
UE004	-6184.255	6207.401	-930.696	-6981.041	15748.814	-942.167	
UE005	-8720.624	2258.036	-553.098	-9517.410	7918.967	-558.834	
UE006	-7552.204	1760.635	-553.098	-8348.990	7421.566	-558.834	
UE007	-7528.614	7331.309	-553.098	-8325.400	12992.239	-558.834	
UE008	-8720.624	-677.867	0.000	-9517.410	-677.867	0.000	
UE009	-8720.624	-677.867	0.000	-9517.410	-677.867	0.000	
UE010	-7552.204	-1175.269	0.000	-8348.990	-1175.269	0.000	
UE011	-7552.204	-1175.269	0.000	-8348.990	-1175.269	0.000	
UE012	-7528.614	4395.405	0.000	-8325.400	4395.405	0.000	
UE013	-7528.614	4395.405	0.000	-8325.400	4395.405	0.000	
UE014	-5871.648	5950.650	-894.900	-6628.595	15125.086	-905.930	
UE015	-5871.648	5950.650	-894.900	-6628.595	15125.086	-905.930	
UE016	-8310.464	2153.184	-531.825	-9067.411	7596.386	-537.340	
UE017	-8310.464	2153.184	-531.825	-9067.411	7596.386	-537.340	
UE018	-7186.983	1674.914	-531.825	-7943.930	7118.116	-537.340	
UE019	-7186.983	1674.914	-531.825	-7943.930	7118.116	-537.340	
UE020	-7164.301	7031.331	-531.825	-7921.247	12474.533	-537.340	
UE021	-7164.301	7031.331	-531.825	-7921.247	12474.533	-537.340	
UE022	-6252.147	3062.975	1016.410	-7048.933	5672.605	1105.100	
UE023	-8720.624	-677.867	0.000	-9517.410	-677.867	0.000	
UE024	-7552.204	-1175.269	0.000	-8348.990	-1175.269	0.000	
UE025	-7528.614	4395.405	0.000	-8325.400	4395.405	0.000	
UE026	-5559.041	5693.899	-859.104	-6276.148	14501.357	-869.693	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-12322.555	0.000	0.000	-13358.377	-44.598	6.803	
ULB02	-10390.168	0.000	0.000	-11425.989	-44.598	6.803	
ULB03	-10351.154	0.000	0.000	-11386.976	-44.598	6.803	
ULB04	-8127.791	-111.439	59.434	-9163.613	-858.498	77.708	
ULB05	-10664.160	-55.719	29.717	-11699.982	-451.548	42.255	
ULB06	-9495.740	-55.719	29.717	-10531.561	-451.548	42.255	
ULB07	-9472.150	-55.719	29.717	-10507.972	-451.548	42.255	
ULB08	-10664.160	0.000	0.000	-11699.982	-44.598	6.803	
ULB09	-10664.160	0.000	0.000	-11699.982	-44.598	6.803	
ULB10	-9495.740	0.000	0.000	-10531.561	-44.598	6.803	
ULB11	-9495.740	0.000	0.000	-10531.561	-44.598	6.803	
ULB12	-9472.150	0.000	0.000	-10507.972	-44.598	6.803	
ULB13	-9472.150	0.000	0.000	-10507.972	-44.598	6.803	
ULB14	-7815.184	-107.153	57.148	-8811.166	-825.478	74.719	
ULB15	-7815.184	-107.153	57.148	-8811.166	-825.478	74.719	
ULB16	-10254.000	-53.576	28.574	-11249.983	-434.181	40.630	
ULB17	-10254.000	-53.576	28.574	-11249.983	-434.181	40.630	
ULB18	-9130.519	-53.576	28.574	-10126.501	-434.181	40.630	
ULB19	-9130.519	-53.576	28.574	-10126.501	-434.181	40.630	
ULB20	-9107.837	-53.576	28.574	-10103.819	-434.181	40.630	
ULB21	-9107.837	-53.576	28.574	-10103.819	-434.181	40.630	
ULB22	-6252.147	3322.580	830.880	-7048.933	10157.504	871.433	
ULB23	-10664.160	0.000	0.000	-11699.982	-44.598	6.803	
ULB24	-9495.740	0.000	0.000	-10531.561	-44.598	6.803	
ULB25	-9472.150	0.000	0.000	-10507.972	-44.598	6.803	
ULB26	-7502.577	-102.867	54.862	-8458.720	-792.459	71.730	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-10379.019	0.000	0.000	-11175.805	-44.598	6.803	
UEB02	-8446.632	0.000	0.000	-9243.418	-44.598	6.803	
UEB03	-8407.618	0.000	0.000	-9204.404	-44.598	6.803	
UEB04	-6184.255	-111.439	59.434	-6981.041	-858.498	77.708	
UEB05	-8720.624	-55.719	29.717	-9517.410	-451.548	42.255	
UEB06	-7552.204	-55.719	29.717	-8348.990	-451.548	42.255	
UEB07	-7528.614	-55.719	29.717	-8325.400	-451.548	42.255	
UEB08	-8720.624	0.000	0.000	-9517.410	-44.598	6.803	
UEB09	-8720.624	0.000	0.000	-9517.410	-44.598	6.803	
UEB10	-7552.204	0.000	0.000	-8348.990	-44.598	6.803	
UEB11	-7552.204	0.000	0.000	-8348.990	-44.598	6.803	
UEB12	-7528.614	0.000	0.000	-8325.400	-44.598	6.803	
UEB13	-7528.614	0.000	0.000	-8325.400	-44.598	6.803	
UEB14	-5871.648	-107.153	57.148	-6628.595	-825.478	74.719	
UEB15	-5871.648	-107.153	57.148	-6628.595	-825.478	74.719	
UEB16	-8310.464	-53.576	28.574	-9067.411	-434.181	40.630	
UEB17	-8310.464	-53.576	28.574	-9067.411	-434.181	40.630	
UEB18	-7186.983	-53.576	28.574	-7943.930	-434.181	40.630	
UEB19	-7186.983	-53.576	28.574	-7943.930	-434.181	40.630	
UEB20	-7164.301	-53.576	28.574	-7921.247	-434.181	40.630	
UEB21	-7164.301	-53.576	28.574	-7921.247	-434.181	40.630	
UEB22	-6252.147	1107.527	830.880	-7048.933	3362.964	871.433	
UEB23	-8720.624	0.000	0.000	-9517.410	-44.598	6.803	
UEB24	-7552.204	0.000	0.000	-8348.990	-44.598	6.803	
UEB25	-7528.614	0.000	0.000	-8325.400	-44.598	6.803	
UEB26	-5559.041	-102.867	54.862	-6276.148	-792.459	71.730	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-8952.452	6402.199	-7930.222	-5675.612	
UL002	-7839.121	5614.837	-6311.156	-4530.587	
UL003	-4979.531	3592.496	-9115.581	-6513.915	
UL004	-3397.895	3500.086	-7553.382	-4382.961	
UL005	-6380.680	5254.852	-8157.022	-5164.564	
UL006	-5707.504	4778.773	-7178.052	-4472.223	
UL007	-3978.450	3555.962	-8873.751	-5671.445	
UL008	-7330.103	5254.852	-7207.600	-5164.564	
UL009	-7330.103	5254.852	-7207.600	-5164.564	
UL010	-6656.927	4778.773	-6228.630	-4472.223	
UL011	-6656.927	4778.773	-6228.630	-4472.223	
UL012	-4927.872	3555.962	-7924.329	-5671.445	
UL013	-4927.872	3555.962	-7924.329	-5671.445	
UL014	-3267.207	3365.468	-7262.868	-4214.386	
UL015	-3267.207	3365.468	-7262.868	-4214.386	
UL016	-6135.270	5052.743	-7843.291	-4965.927	
UL017	-6135.270	5052.743	-7843.291	-4965.927	
UL018	-5487.985	4594.974	-6901.973	-4300.215	
UL019	-5487.985	4594.974	-6901.973	-4300.215	
UL020	-3825.432	3419.194	-8532.453	-5453.312	
UL021	-3825.432	3419.194	-8532.453	-5453.312	
UL022	-3729.895	2692.374	-4694.164	-3371.509	
UL023	-7330.103	5254.852	-7207.600	-5164.564	
UL024	-6656.927	4778.773	-6228.630	-4472.223	
UL025	-4927.872	3555.962	-7924.329	-5671.445	
UL026	-3136.518	3230.849	-6972.353	-4045.810	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-91.333	6143.433	-78.039	-5442.953
UL002	-91.333	5356.071	-78.039	-4297.928
UL003	-91.333	3333.730	-78.039	-6281.255
UL004	1359.636	3241.320	-1529.008	-4150.302
UL005	858.090	4996.086	-1027.462	-4931.905
UL006	858.090	4520.006	-1027.462	-4239.564
UL007	858.090	3297.196	-1027.462	-5438.785
UL008	-91.333	4996.086	-78.039	-4931.905
UL009	-91.333	4996.086	-78.039	-4931.905
UL010	-91.333	4520.006	-78.039	-4239.564
UL011	-91.333	4520.006	-78.039	-4239.564
UL012	-91.333	3297.196	-78.039	-5438.785
UL013	-91.333	3297.196	-78.039	-5438.785
UL014	1307.343	3116.654	-1470.200	-3990.675
UL015	1307.343	3116.654	-1470.200	-3990.675
UL016	825.087	4803.929	-987.944	-4742.216
UL017	825.087	4803.929	-987.944	-4742.216
UL018	825.087	4346.160	-987.944	-4076.504
UL019	825.087	4346.160	-987.944	-4076.504
UL020	825.087	3170.380	-987.944	-5229.601
UL021	825.087	3170.380	-987.944	-5229.601
UL022	-70.256	2493.323	-60.030	-3192.540
UL023	-91.333	4996.086	-78.039	-4931.905
UL024	-91.333	4520.006	-78.039	-4239.564
UL025	-91.333	3297.196	-78.039	-5438.785
UL026	1255.049	2991.988	-1411.392	-3831.048

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

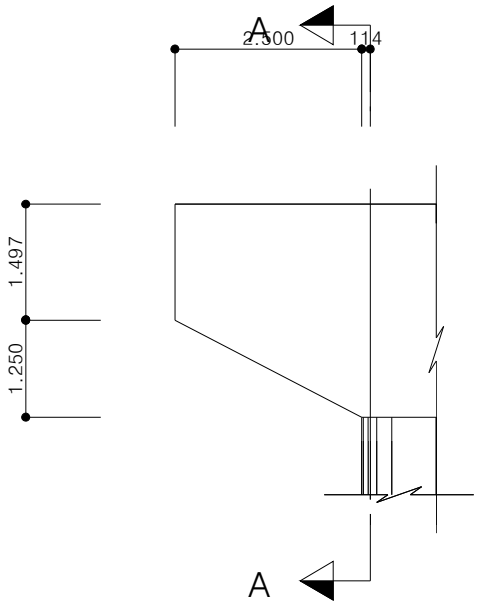
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{3.142} = 1.772\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.114m(= 1.000 - 1.772/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 6402.199 kN - "ULO-01"

Mu = 8952.452 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 8952.452 / 6402.199 = 1.398 m

d = 2.500 - 0.144 = 2.356 m

a/d = 1.398 / 2.356 = 0.594 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	2104.8	6402.2

a = 1398.340 mm, d = 2355.905 mm

a / d (= 0.594) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2104.830 mm ≥ 0.5 x 2355.905 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 6402.199 kN

Nuc = 0.20 x 6402.199 = 1280.440 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 8952.452 + 1280.440 x (2.500 - 2.356)

= 9136.957 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 2300.000 x 2355.905 = 29260.335 kN

≤ 5.6 x 2300.000 x 2355.905 = 30344.052 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29260.335 = 23408.268 kN ≥ Vu (=6402.199 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 6402199.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 14290.623 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 8952.452 + 1280.440 x (2.500 - 2.356) = 9136.957 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 12381.728 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 6402.199 = 1280.440 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4001.374 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 16383.103 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2300.000 x 2355.905

= 14630.168 ㎟

Use As = 21832.900 ㎟ (철근도심 144.10 mm)

1단 : H29-10.0EA + H29- 9.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H25-10.0EA + H25- 9.0EA , d2 = 200.00 mm

Use As ≥ 16383.103 ㎟ , 14630.168 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (16383.103 - 4001.374)

= 6190.864 ㎟

사용철근량 (1단) : H19 - 6.0 EA = 1719.000 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2355.90 = 1570.60 mm구간에 7.0 단 설치

▶ 사용철근량(7.0단) : H19 - 42.00 EA = 12033.000 ㎟ ≥ 6190.864 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.4 < 2d(=4.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.699 m (< d = 2.400 m) L 위험단면 위치

- Vu = 6272.849 kN - "UL0-01

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 1.300 m

Vui = 6143.433 kN (I단), Vuj = 6378.791 kN (J단)

검토위치(Lc) = 1.915 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 6143.433 + (6378.791 - 6143.433)/1.300 x (1.915 - 1.200)

= 6272.849 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2796.68	2355.91	6272.85	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 2355.90

= 18770.514 kN ≥ Vu(= 6272.849 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 2355.90 = 3754.103 kN

< Vu (= 6272.849 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6479.680 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6479.680 + 4692.628)

= 8937.847 kN ≥ Vu(= 6272.849 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.497 x 2.614 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 41.626 kN

w2 = 1.250 x (2.614-0.114) / 2 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 16.621 kN

w3 = 1.250 x (2.614-2.500) x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 1.516 kN

Vc = 41.626 + 16.621 + 1.516 = 59.763 kN

Mc = 41.626 x 1.307 + 16.621 x 0.947 + 1.516 x 0.057 = 70.238 kN.m

Vu = 324.850 + 59.763(Vc)

= 384.613 kN

Mu = 324.850 x 1.414 + 70.238(Mc)

= 529.575 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	529.58	384.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4300.600 x 400.00 = 1720240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 29.982 mm, c = 29.982 / β1 = 29.982 / 0.85 = 35.273 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 35.273) / 35.273 = 0.18411

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 708.785 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4300.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 6.068]
1단 : H19 - 11.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 3793.9 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00078
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 29.982 mm
ΦMn = 0.85 x 4300.600 x 400 x (2200.00 - a/2) = 3194.929 kN.m
≥ Mu (= 529.575 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.033]

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2200.00 = 3810.512 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 384.613 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5638.541 x 1000000 / [21832.900 x (2355.905 - 497.028/3)]
= 117.914 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x2355.9/(7x21832.900)]
= 497.028 mm
사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)
2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 117.91) - 2.5 x 85.50 = 454.11 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 117.91) = 534.29 mm
Sa는 작은 값인 454.11 mm 를 적용
S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 454.11 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 529.575 x 1000000 / [4300.600 x (2200.000 - 218.454/3)]
= 57.889 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4300.600/2500.0 + 7x4300.600/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2200.0/(7x4300.600)]
= 218.454 mm

사용철근량 = 4300.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 11.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 3793.9 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.89) - 2.5 x 85.50 = 1146.62 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 57.89) = 1088.29 mm
Sa는 작은 값인 1088.29 mm 를 적용
S = 2500.00 / 12.0 EA = 208.33 ≤ Sa (= 1088.29 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

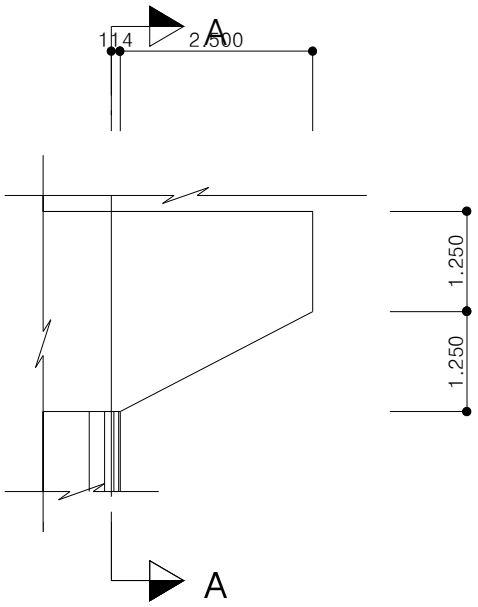
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{3.142} = 1.772\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.114m(= 1.000 - 1.772/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 6513.915 kN - "ULO-03"

Mu = 9115.581 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 9115.581 / 6513.915 = 1.399 m

d = 2.500 - 0.144 = 2.356 m

a/d = 1.399 / 2.356 = 0.594 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	1857.3	6513.9

a = 1399.401 mm, d = 2355.905 mm

a / d (= 0.594) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1857.299 mm ≥ 0.5 x 2355.905 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 6513.915 kN

Nuc = 0.20 x 6513.915 = 1302.783 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 9115.581 + 1302.783 x (2.500 - 2.356)

= 9303.306 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 2300.000 x 2355.905 = 29260.335 kN

≤ 5.6 x 2300.000 x 2355.905 = 30344.052 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29260.335 = 23408.268 kN ≥ Vu (=6513.915 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 6513915.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 14539.989 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 9115.581 + 1302.783 x (2.500 - 2.356) = 9303.306 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 12612.226 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 6513.915 = 1302.783 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4071.197 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 16683.423 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2300.000 x 2355.905

= 14630.168 ㎟

Use As = 21832.900 ㎟ (철근도심 144.10 mm)

1단 : H29-10.0EA + H29- 9.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H25-10.0EA + H25- 9.0EA , d2 = 200.00 mm

Use As ≥ 16683.423 ㎟ , 14630.168 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (16683.423 - 4071.197)

= 6306.113 ㎟

사용철근량 (1단) : H19 - 6.0 EA = 1719.000 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2355.90 = 1570.60 mm구간에 7.0 단 설치

▶ 사용철근량(7.0단) : H19 - 42.00 EA = 12033.000 ㎟ ≥ 6306.113 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.4 < 2d(=4.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.700 m (< d = 2.400 m) L 위험단면 위치

- Vu = 6397.387 kN - "UL0-03

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 1.300 m

Vui = -6492.611 kN (I단), Vuj = -6281.255 kN (J단)

검토위치(Lc) = 5.086 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -6492.611 + (-6281.255 - -6492.611)/1.300 x (5.086 - 4.500)

= -6397.387 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2798.80	2355.91	6397.39	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 2355.90

= 18770.514 kN ≥ Vu(= 6397.387 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 2355.90 = 3754.103 kN

< Vu (= 6397.387 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6479.680 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6479.680 + 4692.628)

= 8937.847 kN ≥ Vu(= 6397.387 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.497 x 2.614 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 41.626 kN

w2 = 1.250 x (2.614-0.114) / 2 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 16.621 kN

w3 = 1.250 x (2.614-2.500) x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 1.516 kN

Vc = 41.626 + 16.621 + 1.516 = 59.763 kN

Mc = 41.626 x 1.307 + 16.621 x 0.947 + 1.516 x 0.057 = 70.238 kN.m

Vu = 374.440 + 59.763(Vc)

= 434.203 kN

Mu = 374.440 x 1.414 + 70.238(Mc)

= 599.696 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	599.70	434.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4300.600 x 400.00 = 1720240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 29.982 mm, c = 29.982 / β1 = 29.982 / 0.85 = 35.273 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 35.273) / 35.273 = 0.18411

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 802.753 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4300.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.357]
1단 : H19 - 11.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 3793.9 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00078
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 29.982 mm
ΦMn = 0.85 x 4300.600 x 400 x (2200.00 - a/2) = 3194.929 kN.m
≥ Mu (= 599.696 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.328]

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2200.00 = 3810.512 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 434.203 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6825.962 x 1000000 / [21832.900 x (2355.905 - 497.028/3)]
= 142.746 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x2355.9/(7x21832.900)]
= 497.028 mm
사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)
2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 142.75) - 2.5 x 85.50 = 337.93 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 142.75) = 441.34 mm
Sa는 작은 값인 337.93 mm 를 적용
S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 337.93 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 599.696 x 1000000 / [4300.600 x (2200.000 - 218.454/3)]

= 65.554 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4300.600/2500.0 + 7x4300.600/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2200.0/(7x4300.600)]

= 218.454 mm

사용철근량 = 4300.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 11.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 3793.9 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.55) - 2.5 x 85.50 = 987.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 65.55) = 961.04 mm

Sa는 작은 값인 961.04 mm 를 적용

S = 2500.00 / 12.0 EA = 208.33 ≤ Sa (= 961.04 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.015 (91.33/6143.43) < 2d(=3.994) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2796.68	1705.91	6143.43	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 1705.90

= 13591.682 kN ≥ Vu(= 6143.433 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 1705.90 = 2718.336 kN

< Vu (= 6143.433 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 4691.920 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (4691.920 + 3397.920)

= 6471.872 kN ≥ Vu(= 6143.433 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 660.069 x 1000000 / [21832.900 x (1705.905 - 414.305/3)]

= 19.284 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x1705.9/(7x21832.900)]

= 414.305 mm

사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 391.1 mm)

1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 347.00 - 29/2 = 332.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 19.28) - 2.5 x 332.50 = 3252.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 19.28) = 3267.04 mm

Sa는 작은 값인 3252.55 mm 를 적용

S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 3252.55 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.012 (78.04/6281.26) < 2d(=3.500) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2798.80	1705.91	6281.26	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 1705.90

= 13591.682 kN ≥ Vu(= 6281.255 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 1705.90 = 2718.336 kN

< Vu (= 6281.255 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 4691.920 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (4691.920 + 3397.920)

= 6471.872 kN ≥ Vu(= 6281.255 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 790.355 x 1000000 / [21832.900 x (1705.905 - 414.305/3)]

= 23.090 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x1705.9/(7x21832.900)]

= 414.305 mm

사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.09) - 2.5 x 85.50 = 3196.85 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 23.09) = 2728.48 mm

Sa는 작은 값인 2728.48 mm 를 적용

S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 2728.48 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-9457.811	-13358.377	1673.233	1673.233	0.000	-0.00540	축력최대
UL004	-9457.811	-9163.613	6675.523	16216.936	-942.167	0.04095	모멘트최대
UL022	-7275.239	-7048.933	6068.108	13896.998	1105.100	0.03504	탄성설계
UL022	-7275.239	-7048.933	3062.975	5672.605	1105.100	0.03504	소성설계
UE026	-6547.715	-6276.148	5693.899	14501.357	-869.693	0.03629	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	O.K	51294.106	13358.377	1673.233	3.840	O.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	O.K	9894.803	9163.613	16770.358	1.080	O.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	O.K	10356.584	7048.933	14166.155	1.469	O.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	O.K	7212.653	6276.148	14827.563	1.149	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	13358.377	1673.233	125.257

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13358.377 x -0.00540 / (-0.000 x 12.020)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.020 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 12.892 / 0.500

= 54.146 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 12.892 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 1673.233

= 1673.233 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 1673.233

= 1673.233 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 885129.671 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 125.257 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2004.026 mm, a = k1 x c = 1703.422 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2851111.690 = 65433.013 kN

∑Csi = 12492.421 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 65433.013 + 12492.421 - 0.000 = 77925.435 kN

Mn = Cc x 935.721 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9760.793 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=125.258)| = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2004.026 mm, a = k1 x c = 1703.422 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2004.03) / 2004.03 = -0.00016

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN < Pn = 77925.435 kN

ΦPn = 0.70 x 73277.295 = 51294.106 kN ≥ Pu = 13358.377 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.125 = 6424.957 kN.m ≥ Mu = 1673.233 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	9163.613	16770.358	1830.103

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 9163.613 \times 0.04095 / (-942.167 \times 12.020)$

$= 0.033$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.020 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 12.892 / 0.500$

$= 54.146 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 12.892 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.033)$

$= 1.034$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.034 \times 6675.523$

$= 6903.333$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.034 \times 16216.936$

$= 16770.358$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 3141592.65$ mm² , $Ast = 51709.50$ mm² , $Puse = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 607183.475$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 1830.103 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 678.763 mm, a = k1 x c = 576.949 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 750683.586 = 17228.188 kN

∑Csi = 5471.211 kN, ∑Tsi = 11058.455 kN

Pn = 17228.188 + 5471.211 - 11058.455 = 11640.945 kN

Mn = Cc x 949.187 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21304.071 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1830.098)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 678.763 mm, a = k1 x c = 576.949 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-678.76) / 678.76 = 0.00540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN ≥ Pn = 11640.945 kN

ΦPn = 0.85 x 11640.945 = 9894.803 kN ≥ Pu = 9163.613 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.830 = 18108.512 kN.m ≥ Mu = 16770.358 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	7048.933	14166.155	2009.688

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 7048.933 x 0.03504 / (1105.100 x 12.020)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.020 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 12.892 / 0.500

= 54.146 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 12.892 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 6068.108

= 6185.635 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 13896.998

= 14166.155 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 467064.206 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 2009.688 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 653.762 mm, a = k1 x c = 555.698 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 712385.869 = 16349.256 kN

∑Csi = 5312.210 kN, ∑Tsi = 11304.881 kN

Pn = 16349.256 + 5312.210 - 11304.881 = 10356.584 kN

Mn = Cc x 950.766 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20813.457 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2009.684)| = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN ≥ Pn = 10356.584 kN

ΦPn = 1.00 x 10356.584 = 10356.584 kN ≥ Pu = 7048.933 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.010 = 20813.501 kN.m ≥ Mu = 14166.155 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	6276.148	14827.563	2362.526

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 6276.148 x 0.03629 / (-869.693 x 12.020)

= 0.022

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.020 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 12.892 / 0.500

= 54.146 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 12.892 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.022)

= 1.022

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.022 x 5693.899

= 5821.983 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.022 x 14501.357

= 14827.563 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 415859.263 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 2362.526 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 617.126 mm, a = k1 x c = 524.557 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 657081.766 = 15080.027 kN

∑Csi = 5081.812 kN, ∑Tsi = 11676.365 kN

Pn = 15080.027 + 5081.812 - 11676.365 = 8485.474 kN

Mn = Cc x 953.129 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20047.160 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2362.527)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 617.126 mm, a = k1 x c = 524.557 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-617.13) / 617.13 = 0.00624

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

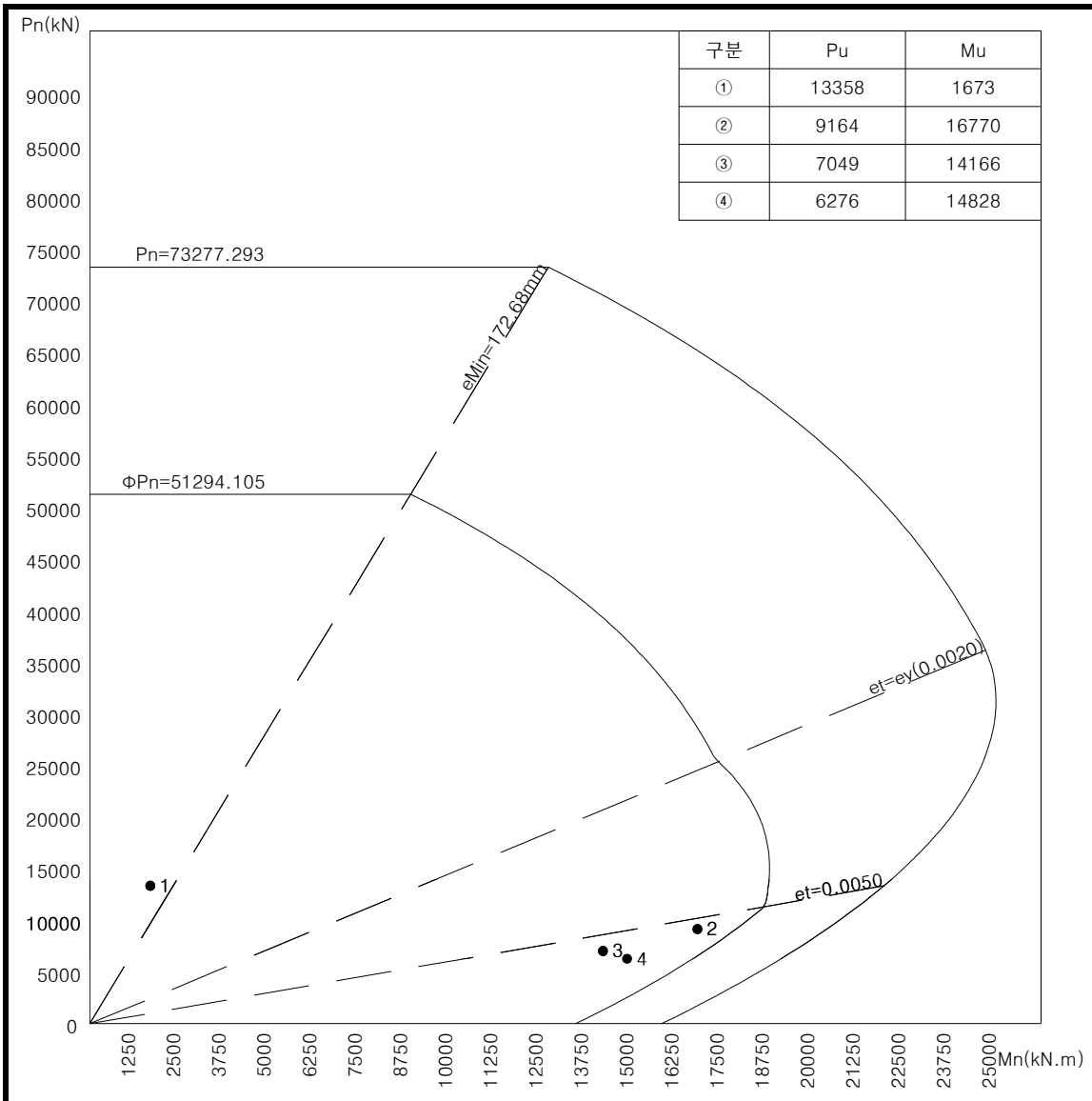
㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN ≥ Pn = 8485.474 kN

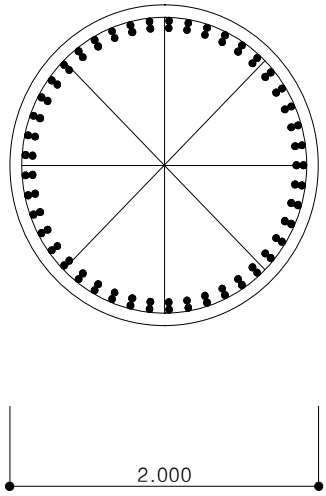
ΦPn = 0.85 x 8485.474 = 7212.653 kN ≥ Pu = 6276.148 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.363 = 17040.080 kN.m ≥ Mu = 14827.563 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	13358	1673
②	9164	16770
③	7049	14166
④	6276	14828



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1887.891 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 51709.500 mm²
Puse = 0.01646
1단 : H29-45Ea
2단 : H25-45Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-9457.811	-13358.377	0.000	44.598	6.803	0.00007	축력최대
ULB04	-9457.811	-9163.613	111.439	858.498	77.708	0.00184	모멘트최대
ULB22	-7275.239	-7048.933	3322.580	10157.504	871.433	0.02005	탄성설계
ULB22	-7275.239	-7048.933	1107.527	3362.964	871.433	0.02005	소성설계
UEB26	-6547.715	-6276.148	102.867	792.459	71.730	0.00170	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	O.K	51294.106	13358.377	45.094	3.840	O.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	O.K	51294.106	9163.613	874.234	5.598	O.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	O.K	15466.805	7048.933	10291.291	2.194	O.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	O.K	58621.836	6276.148	802.084	9.340	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	13358.377	45.094	3.376

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13358.377 x 0.00007 / (6.803 x 12.020)

= 0.011

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.020 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 12.892 / 0.500

= 54.146 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 12.892 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.011)

= 1.011

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.011 x 0.000

= 0.000 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.011 x 44.598

= 45.094 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 885129.671 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 3.376 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4724.337 mm, a = k1 x c = 4015.686 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3141936.858 = 72107.451 kN

∑Csi = 19123.435 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 72107.451 + 19123.435 - 0.000 = 91230.886 kN

Mn = Cc x 2007.843 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 308.157 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=3.378)| = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 4724.337 mm, a = k1 x c = 4015.686 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-4724.34) / 4724.34 = -0.00179

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN < Pn = 91230.886 kN

ΦPn = 0.70 x 73277.295 = 51294.106 kN ≥ Pu = 13358.377 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.003 = 173.153 kN.m ≥ Mu = 45.094 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	9163.613	874.234	95.403

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 9163.613 \times 0.00184 / (77.708 \times 12.020)$

$= 0.018$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.020 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 12.892 / 0.500$

$= 54.146 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 12.892 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.018)$

$= 1.018$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.018 \times 111.439$

$= 113.482$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.018 \times 858.498$

$= 874.234$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 3141592.65$ mm² , $Ast = 51709.50$ mm² , $Puse = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 607183.475$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 95.403 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2096.064 mm, a = k1 x c = 1781.655 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2955790.823 = 67835.399 kN

∑Csi = 13024.940 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 67835.399 + 13024.940 - 0.000 = 80860.340 kN

Mn = Cc x 945.600 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7713.720 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=95.396)| = 0.0072 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2096.064 mm, a = k1 x c = 1781.655 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2096.06) / 2096.06 = -0.00028

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN < Pn = 80860.340 kN

ΦPn = 0.70 x 73277.295 = 51294.106 kN ≥ Pu = 9163.613 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.095 = 4893.599 kN.m ≥ Mu = 874.234 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	7048.933	10291.291	1459.979

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 7048.933 x 0.02005 / (871.433 x 12.020)

= 0.013

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.020 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 12.892 / 0.500

= 54.146 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 12.892 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.013)

= 1.013

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.013 x 3322.580

= 3366.342 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.013 x 10157.504

= 10291.291 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 467064.206 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 1459.979 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 752.959 mm, a = k1 x c = 640.015 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 866725.058 = 19891.340 kN

∑Csi = 5885.378 kN, ∑Tsi = 10309.913 kN

Pn = 19891.340 + 5885.378 - 10309.913 = 15466.805 kN

Mn = Cc x 944.662 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22581.146 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1459.975)| = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN ≥ Pn = 15466.805 kN

ΦPn = 1.00 x 15466.805 = 15466.805 kN ≥ Pu = 7048.933 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.460 = 22581.203 kN.m ≥ Mu = 10291.291 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	6276.148	802.084	127.799

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 6276.148 x 0.00170 / (71.730 x 12.020)

= 0.012

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 12.020 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 12.892 / 0.500

= 54.146 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 12.892 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.012)

= 1.012

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.012 x 102.867

= 104.116 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.012 x 792.459

= 802.084 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 415859.263 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 127.799 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1996.825 mm, a = k1 x c = 1697.301 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2842371.999 = 65232.437 kN

∑Csi = 12443.041 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 65232.437 + 12443.041 - 0.000 = 77675.478 kN

Mn = Cc x 935.072 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9927.146 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=127.803)| = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1996.825 mm, a = k1 x c = 1697.301 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1996.82) / 1996.82 = -0.00015

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

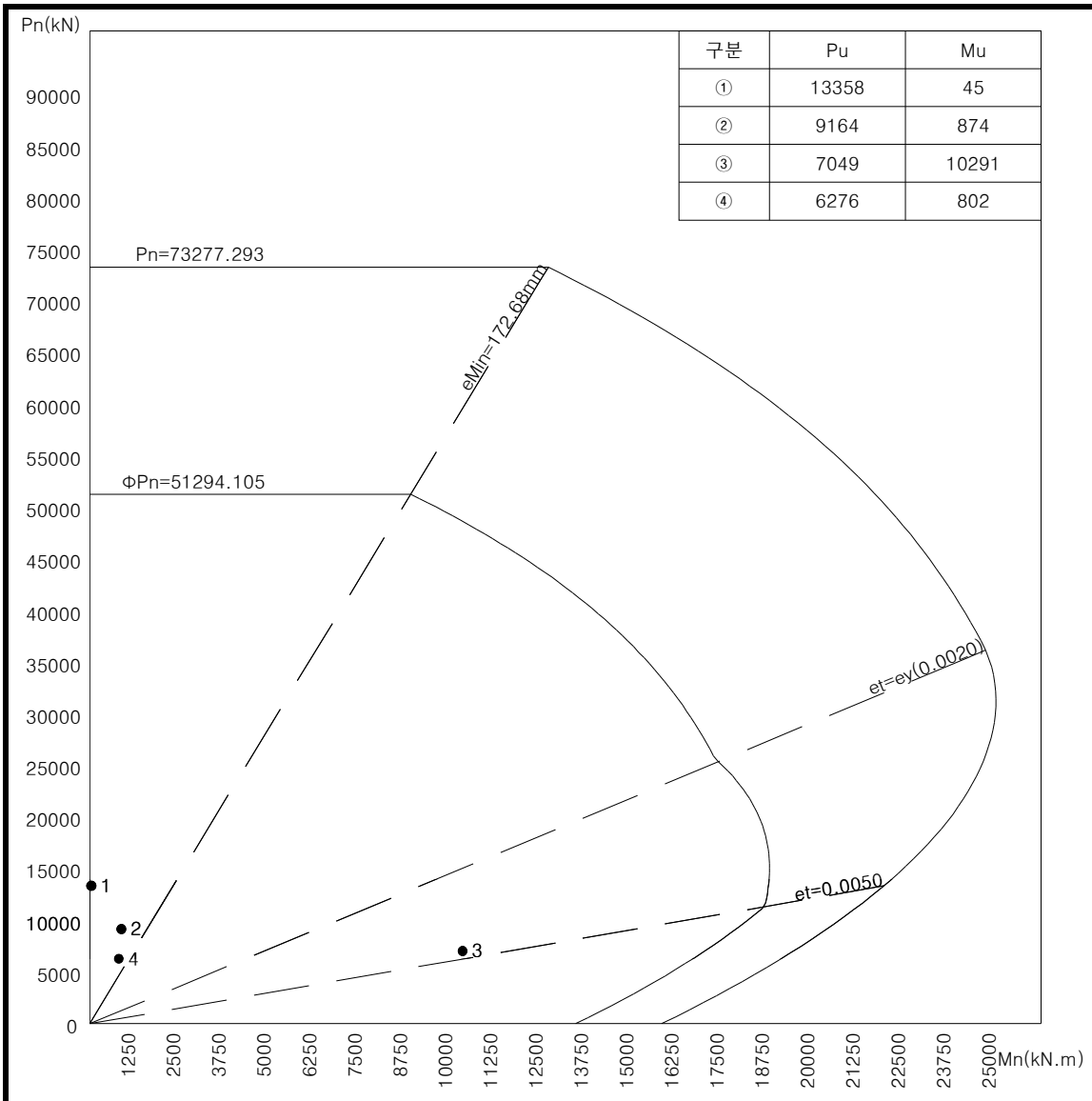
㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN < Pn = 77675.478 kN

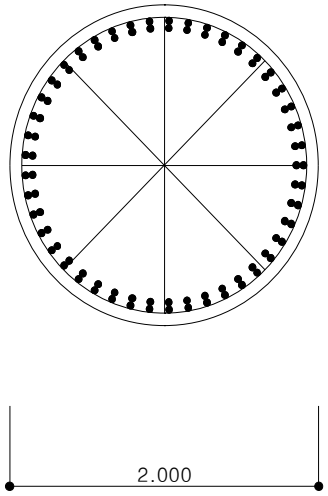
ΦPn = 0.80 x 73277.295 = 58621.836 kN ≥ Pu = 6276.148 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.128 = 7491.802 kN.m ≥ Mu = 802.084 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	13358	45
②	9164	874
③	7049	10291
④	6276	802



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1887.891 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 51709.500 mm²
Puse = 0.01646
1단 : H29-45Ea
2단 : H25-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-13358.377	45.094	1673.233	1673.841	축력최대
UL04	-9163.613	874.234	16770.358	16793.129	모멘트최대
UL22	-7048.933	3298.730	14166.155	14545.156	탄성설계
UL22	-7048.933	3298.730	14166.155	14545.156	소성설계
UE26	-6276.148	802.084	14827.563	14849.242	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 3236.054 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 3236.054 x 1.019 = 3298.730 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=3236.054) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	O.K	51294.106	13358.377	1673.841	3.840	O.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	O.K	9877.996	9163.613	16793.129	1.078	O.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	O.K	10023.148	7048.933	14545.156	1.422	O.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	O.K	7199.807	6276.148	14849.242	1.147	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=88.456도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	13358.377	1673.841	125.303

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 885129.671 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 125.303 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2003.882 mm, a = k1 x c = 1703.300 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2850937.619 = 65429.018 kN

∑Csi = 12491.437 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 65429.018 + 12491.437 - 0.000 = 77920.455 kN

Mn = Cc x 935.708 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9764.119 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=125.309)| = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2003.882 mm, a = k1 x c = 1703.300 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2003.88) / 2003.88 = -0.00016

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN < Pn = 77920.455 kN

ΦPn = 0.70 x 73277.295 = 51294.106 kN ≥ Pu = 13358.377 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.125 = 6427.289 kN.m ≥ Mu = 1673.841 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=87.016도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	9163.613	16793.129	1832.588

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 607183.475 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 1832.588 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 678.385 mm, a = k1 x c = 576.627 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 750101.208 = 17214.823 kN

∑Csi = 5468.917 kN, ∑Tsi = 11062.569 kN

Pn = 17214.823 + 5468.917 - 11062.569 = 11621.171 kN

Mn = Cc x 949.210 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21296.902 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1832.595)| = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 678.385 mm, a = k1 x c = 576.627 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-678.39) / 678.39 = 0.00540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN ≥ Pn = 11621.171 kN

ΦPn = 0.85 x 11621.171 = 9877.996 kN ≥ Pu = 9163.613 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.833 = 18102.298 kN.m ≥ Mu = 16793.129 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, Θ=76.892도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	7048.933	14545.156	2063.455

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 467064.206 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 2063.455 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 647.314 mm, a = k1 x c = 550.217 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 702580.528 = 16124.223 kN

∑Csi = 5268.339 kN, ∑Tsi = 11369.414 kN

Pn = 16124.223 + 5268.339 - 11369.414 = 10023.148 kN

Mn = Cc x 951.178 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20682.319 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2063.455)| = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN ≥ Pn = 10023.148 kN

ΦPn = 1.00 x 10023.148 = 10023.148 kN ≥ Pu = 7048.933 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.063 = 20682.315 kN.m ≥ Mu = 14545.156 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=86.904도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	6276.148	14849.242	2365.980

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 51709.50 mm² , Puse = 0.01646

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 45EA (As=22801.500 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0165) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 415859.263 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1132.735 mm, ab = k1 x cb = 962.824 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1496519.879 = 34345.131 kN, ∑Csi = 7853.045 kN, ∑Tsi = 6004.592 kN

Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 kN

Mb = Cc x 926.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24719.576 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 682.982 mm, e = Mu/Pu = 2365.980 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 616.831 mm, a = k1 x c = 524.306 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 656640.859 = 15069.908 kN

∑Csi = 5079.872 kN, ∑Tsi = 11679.419 kN

Pn = 15069.908 + 5079.872 - 11679.419 = 8470.361 kN

Mn = Cc x 953.148 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20040.720 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2365.982)| = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 616.831 mm, a = k1 x c = 524.306 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-616.83) / 616.83 = 0.00624

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

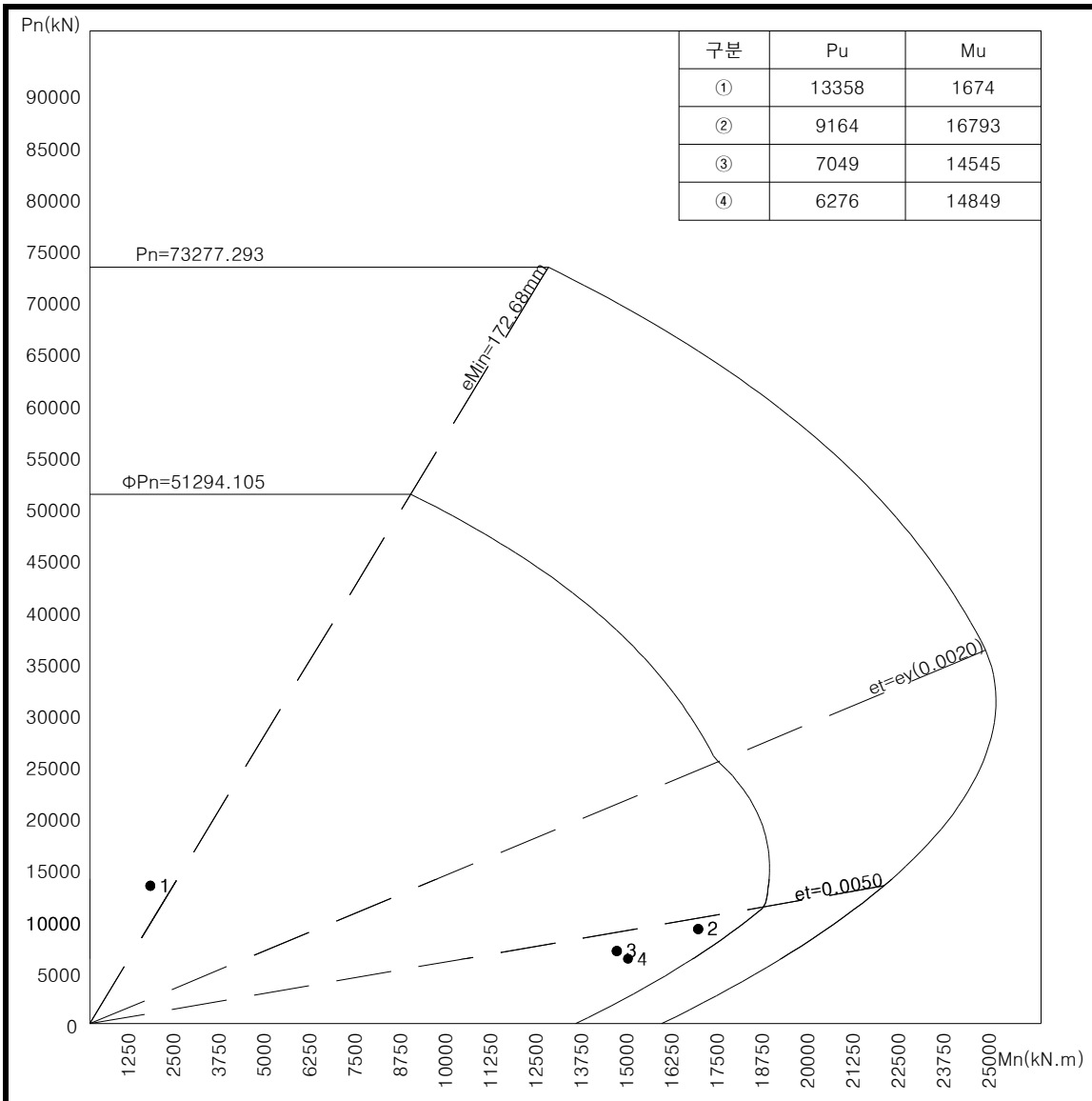
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73277.295 kN ≥ Pn = 8470.361 kN

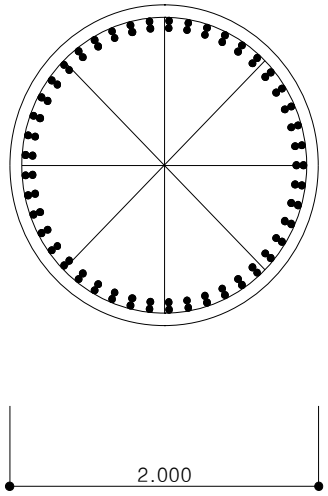
ΦPn = 0.85 x 8470.361 = 7199.807 kN ≥ Pu = 6276.148 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.366 = 17034.600 kN.m ≥ Mu = 14849.242 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	13358	1674
②	9164	16793
③	7049	14545
④	6276	14849



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1887.891 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

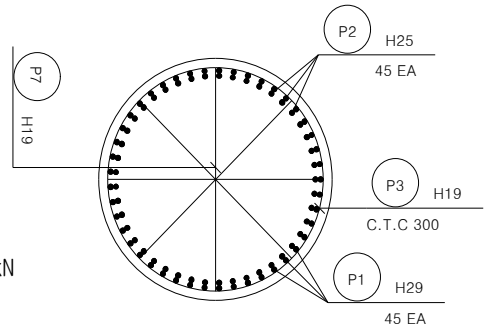
▣ 사용 철근

Ast = 51709.500 mm²
Puse = 0.01646
1단 : H29-45Ea
2단 : H25-45Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	942.167 kN
합성전단력	V =	942.167 kN
축방향력	P =	9163.613 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 942.167 / 0.80 = 1177.709 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2000.000 mm d' = 112.109 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 560.275 mm

d = h/2 + Zs

= 2000.000/2 + 560.275

= 1560.275 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 9163.613 x 1000 / (14 x 3141592.654) } x √27.0

x 2000.000 x 1560.275

= 3265.529 kN

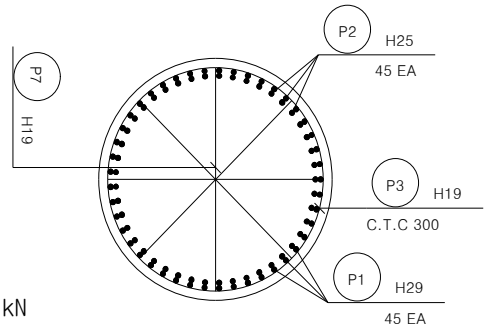
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1632.765 kN ≥ Vn ≤ Vc = 3265.529 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V =	281.880 kN
교축직각방향	V =	1105.100 kN
합성전단력	V =	1140.483 kN
축방향력	P =	7048.933 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1140.483 / 1.00 = 1140.483 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2000.000 mm d' = 112.109 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 560.275 mm

d = h/2 + Zs

= 2000.000/2 + 560.275

= 1560.275 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x { 10 x Pu / x (√fck x Ag) } x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 10 + 7048.933 x 1000 / (√27.0 x 3141592.654) }

x { 1 + 7048.933 / (14 x 3141592.654) } x √27.0 x 2000.000 x 1560.275

= 2605.731 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1302.865 kN > Vn = 1140.483 kN ∴ 전단철근 불필요

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 10145.0 / 6 = 1690.8 ㎜
∴ 2000.0 ㎜ = 2.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 ㎜
∴ 174.0 ㎜ = 0.174 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1000.0 ㎜
∴ 1000.0 ㎜ = 1.000 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 500.0 ㎜ = 0.500 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	8999.986	429.872	6451.607	12187.486	51796.816	7311.351	축력최대
SV004	7048.933	724.744	12474.566	10236.433	43504.840	13924.054	모멘트최대
SV026	7048.933	724.744	12474.566	10236.433	43504.840	13924.054	편심최대
SV022	7048.933	1105.100	13896.998	10236.433	43504.840	16107.198	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 8.500 x 2.000 x 25.000 = 3187.500 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.500 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	51796.816	7311.351	12187.486	7.084	0.600	1.417	O.K
SV004	43504.840	13924.054	10236.433	3.124	1.360	1.417	O.K
SV026	43504.840	13924.054	10236.433	3.124	1.360	1.417	O.K
SV022	43504.840	16107.198	10236.433	2.701	1.574	2.833	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	12187.486	7312.492	429.872	17.011	1.500	O.K
SV004	10236.433	6141.860	724.744	8.475	1.500	O.K
SV026	10236.433	6141.860	724.744	8.475	1.500	O.K
SV022	10236.433	6141.860	1105.100	5.558	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	12187.486	44485.465	0.600	272.132	110.220	881.000	O.K
SV004	10236.433	29580.786	1.360	314.748	6.395	881.000	O.K
SV026	10236.433	29580.786	1.360	314.748	6.395	881.000	O.K
SV022	10236.433	27397.642	1.574	339.963	0.000	1227.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV004, SV026

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『지반조사보고서』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『지반조사보고서』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(7.500 x 8.500) / 0.3)^-¾) = 284.482 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 8.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

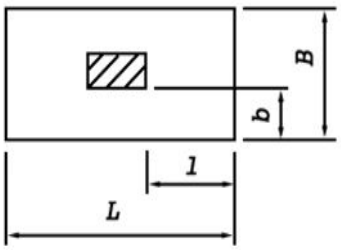
β = ⁴ √{(3 x 284.482) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.044 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.750,3.250) = 3.250

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.250

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.250



βλ = 0.044 x 3.250 = 0.144 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	13358.377	0.000	-1673.233	17502.127	74384.040	1673.233	축력최대
UL004	9163.613	942.167	16216.936	13307.363	56556.293	18101.270	모멘트최대
UE026	6276.148	869.693	14501.357	9144.898	38865.817	16240.742	편심최대
UL022	7048.933	1105.100	13896.998	10236.433	43504.840	16107.198	지진시
SV005	8999.986	429.872	6451.607	12187.486	51796.816	7311.351	축력최대
SV004	7048.933	724.744	12474.566	10236.433	43504.840	13924.054	모멘트최대
SV026	7048.933	724.744	12474.566	10236.433	43504.840	13924.054	편심최대
SV022	7048.933	1105.100	13896.998	10236.433	43504.840	16107.198	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 8.500 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.500 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	17502.127	72710.807	0.096	2198.027	1920.120	8.500
UL004	13307.363	38455.023	1.360	3068.792	62.352	8.500
UE026	9144.898	22625.074	1.776	2464.203	0.000	7.422
UL022	10236.433	27397.642	1.574	2549.722	0.000	8.029
SV005	12187.486	44485.465	0.600	2040.993	826.651	8.500
SV004	10236.433	29580.786	1.360	2360.609	47.963	8.500
SV026	10236.433	29580.786	1.360	2360.609	47.963	8.500
SV022	10236.433	27397.642	1.574	2549.722	0.000	8.029

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV004, SV026, UL001, UL004

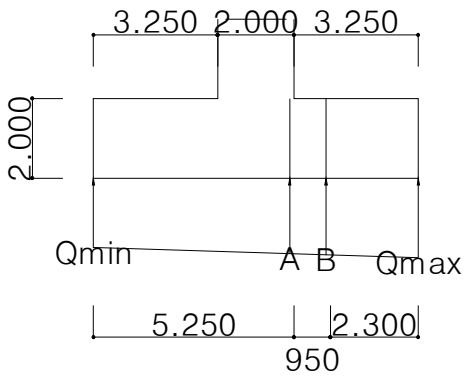
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우

=>SV022, UE026, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.300 x 2.000 x 7.500 x 25.000 = 862.500 kN

Ma = 3.364 x 2.000 x 7.500 x 25.000 x 3.364/2 = 2121.843 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 3.364² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 3.364² x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	2040.993	1560.399	1712.406	4316.409	10642.004	3453.909	8520.161
SV004	2360.609	1445.346	1734.834	4709.760	11630.649	3847.260	9508.806
SV026	2360.609	1445.346	1734.834	4709.760	11630.649	3847.260	9508.806
SV022	2549.722	1481.496	1819.366	5024.451	12412.198	4161.951	10290.355

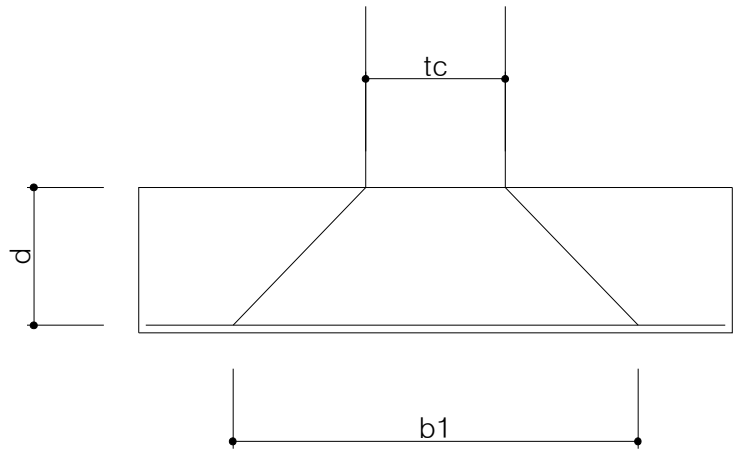
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	2198.027	2088.042	2122.829	4968.985	12229.542	3847.735	9471.146
UL004	3068.792	1878.949	2255.285	6122.688	15119.843	5001.438	12361.448
UE026	2464.203	1347.340	1700.592	4789.515	11836.574	4013.265	9926.916
UL022	2549.722	1481.496	1819.366	5024.451	12412.198	4161.951	10290.355

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 5800.00 mm

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.
나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 12052.482 ㎟ , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 8.500/7.500 = 1.133)
As,m = 2 / (1 + 1.133) x 120.525 = 11299.202 ㎟
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 13489.094 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D19 - 69EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7500.00	2000.00	1900.00	100.00	12361.45	5001.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 29895.300 x 400.00 = 11958120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7500.000 = 172125.000 x a

T = C 이므로, a = 69.473 mm, c = 69.473 / β1 = 69.473 / 0.85 = 81.733 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 81.733) / 81.733 = 0.06674

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 19364.694 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 29895.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.544]

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7500.0 x 1200.0 = 13500.000 mm²

As,req = 19364.694 mm²

ρmin = Max(19364.694, 13500.000) / bd = 0.00136

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00210

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 69.473 mm

ΦMn = 0.85 x 29895.300 x 400 x (1900.00 - a/2) = 18959.286 kN.m

≥ Mu (= 12361.448 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.534]

* 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7500.00 x 1900.00 = 9872.690 kN

≥ Vu (= 5001.438 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H19 - 69 EA

    H19 - 35 EA = 29796.000 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8500.0 = 25500.0 ㎟ < 29796.0 ㎟

    (29796.000 / 8.500) = 3505.412 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H19 - 35 EA = 10027.500 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 10027.500 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9508.806 x 1000000 / [29895.300 x (1900.000 - 298.911/3)]

  = 176.670 MPa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x29895.300/7500.0 + 7x29895.300/7500.0 x √[(1 + 2x7500.0x1900.0/(7x29895.300)]

  = 298.911 mm

  사용철근량 = 29895.3 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.67) - 2.5 x 87.50 = 227.00 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.67) = 356.60 mm

  Sa는 작은 값인 227.00 mm 를 적용

  S = 7500.00 / 59.0 EA = 127.12 ≤ Sa (= 227.00 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	8999.986	32.504	-347.344	12187.486	45703.073	282.336	축력최대
SVB04	7048.933	59.775	-660.383	10236.433	38386.624	540.832	모멘트최대
SVB26	7048.933	59.775	-660.383	10236.433	38386.624	540.832	편심최대
SVB22	7048.933	871.433	10157.504	10236.433	38386.624	11900.370	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.500 \times 8.500 \times 2.000 \times 25.000 = 3187.500$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.500$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB05	45703.073	282.336	12187.486	161.875	0.023	1.250	O.K
SVB04	38386.624	540.832	10236.433	70.977	0.053	1.250	O.K
SVB26	38386.624	540.832	10236.433	70.977	0.053	1.250	O.K
SVB22	38386.624	11900.370	10236.433	3.226	1.163	2.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$S.F = Mr/Mo \geq 2.00$ (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB05	12187.486	7312.492	32.504	224.971	1.500	O.K
SVB04	10236.433	6141.860	59.775	102.749	1.500	O.K
SVB26	10236.433	6141.860	59.775	102.749	1.500	O.K
SVB22	10236.433	6141.860	871.433	7.048	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB05	12187.486	45420.736	0.023	194.719	187.633	881.000	O.K
SVB04	10236.433	37845.792	0.053	167.358	153.785	881.000	O.K
SVB26	10236.433	37845.792	0.053	167.358	153.785	881.000	O.K
SVB22	10236.433	26486.254	1.163	309.909	11.234	1227.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB05, SVB04, SVB26, SVB22

※ 허용지지력은 『지반조사보고서』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『지반조사보고서』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	13358.377	6.803	-44.598	17502.127	65632.976	30.992	축력최대
ULB04	9163.613	77.708	-858.498	13307.363	49902.611	703.082	모멘트최대
UEB26	6276.148	71.730	-792.459	9144.898	34293.368	648.998	편심최대
ULB22	7048.933	871.433	10157.504	10236.433	38386.624	11900.370	지진시
SVB05	8999.986	32.504	-347.344	12187.486	45703.073	282.336	축력최대
SVB04	7048.933	59.775	-660.383	10236.433	38386.624	540.832	모멘트최대
SVB26	7048.933	59.775	-660.383	10236.433	38386.624	540.832	편심최대
SVB22	7048.933	871.433	10157.504	10236.433	38386.624	11900.370	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 8.500 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.500 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	17502.127	65601.984	0.002	2336.923	2330.311	7.500
ULB04	13307.363	49199.530	0.053	1849.310	1699.320	7.500
UEB26	9144.898	33644.369	0.071	1288.546	1150.093	7.500
ULB22	10236.433	26486.254	1.163	2634.231	95.485	7.500
SVB05	12187.486	45420.736	0.023	1655.114	1594.882	7.500
SVB04	10236.433	37845.792	0.053	1422.546	1307.169	7.500
SVB26	10236.433	37845.792	0.053	1422.546	1307.169	7.500
SVB22	10236.433	26486.254	1.163	2634.231	95.485	7.500

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

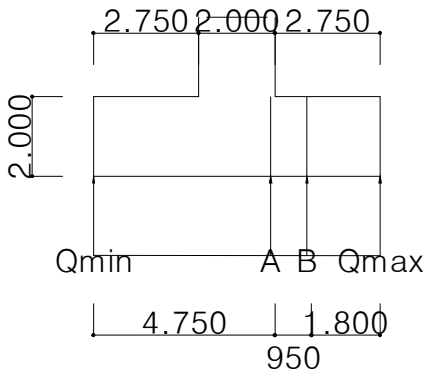
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB05, SVB04, SVB26, SVB22, ULB01, ULB04, UEB26, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 2.000 x 8.500 x 25.000 = 765.000 kN

Ma = 2.864 x 2.000 x 8.500 x 25.000 x 2.864/2 = 1743.030 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.864^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.864^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB05	1655.114	1632.114	1640.658	2966.195	6756.589	2201.195	5013.559
SVB04	1422.546	1378.488	1394.856	2535.662	5773.984	1770.662	4030.953
SVB26	1422.546	1378.488	1394.856	2535.662	5773.984	1770.662	4030.953
SVB22	2634.231	1664.768	2024.932	4193.246	9478.298	3428.246	7735.267

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	2336.923	2334.398	2335.336	4205.033	9580.848	3210.533	7314.909
ULB04	1849.310	1792.034	1813.313	3296.361	7506.179	2301.861	5240.240
UEB26	1288.546	1235.676	1255.318	2289.477	5212.369	1600.977	3643.642
ULB22	2634.231	1664.768	2024.932	4193.246	9478.298	3428.246	7735.267

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8500.00	2000.00	1900.00	100.00	7735.27	3428.25

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 19768.500 x 400.00 = 7907400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8500.000 = 195075.000 x a

T = C 이므로, a = 40.535 mm, c = 40.535 / β1 = 40.535 / 0.85 = 47.688 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 47.688) / 47.688 = 0.11653

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 12052.482 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 19768.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.640]

1단 : H19 - 69.0 EA (= 19768.5 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8500.0 x 1200.0 = 15300.000 mm²

As,req = 12052.482 mm²

ρmin = Max(12052.482, 15300.000) / bd = 0.00095

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00122

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.535 mm

ΦMn = 0.85 x 19768.500 x 400 x (1900.00 - a/2) = 12634.227 kN.m

≥ Mu (= 7735.267 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.633]

* 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8500.00 x 1900.00 = 11189.048 kN

≥ Vu (= 3428.246 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 59 EA

    H25 - 30 EA = 45096.300 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7500.0 = 22500.0 ㎟ < 45096.3 ㎟

    (45096.300 / 7.500) = 6012.840 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 30 EA = 15201.000 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 15201.000 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 5013.559 \times 1000000 / [19768.500 \times (1900.000 - 232.977/3)]$

  $= 139.169$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x19768.500/8500.0 + 7x19768.500/8500.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8500.0x1900.0/(7x19768.500)]}$

  $= 232.977$ mm

  사용철근량 = 19768.5 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H19 - 69.0 EA (= 19768.5 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.17) - 2.5 x 90.50 = 339.61 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.17) = 452.69 mm

  Sa는 작은 값인 339.61 mm 를 적용

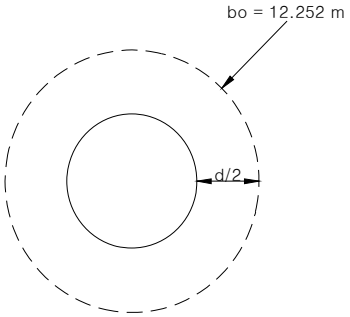
  S = 8500.00 / 69.0 EA = 123.19 ≤ Sa (= 339.61 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -13358.377 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 12.252 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x √(27) x 12.252 x 1.900
= 60481.134 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.900)/(2 · 12.252)) x √(27) x 12.252 x 1.900
= 82687.412 kN

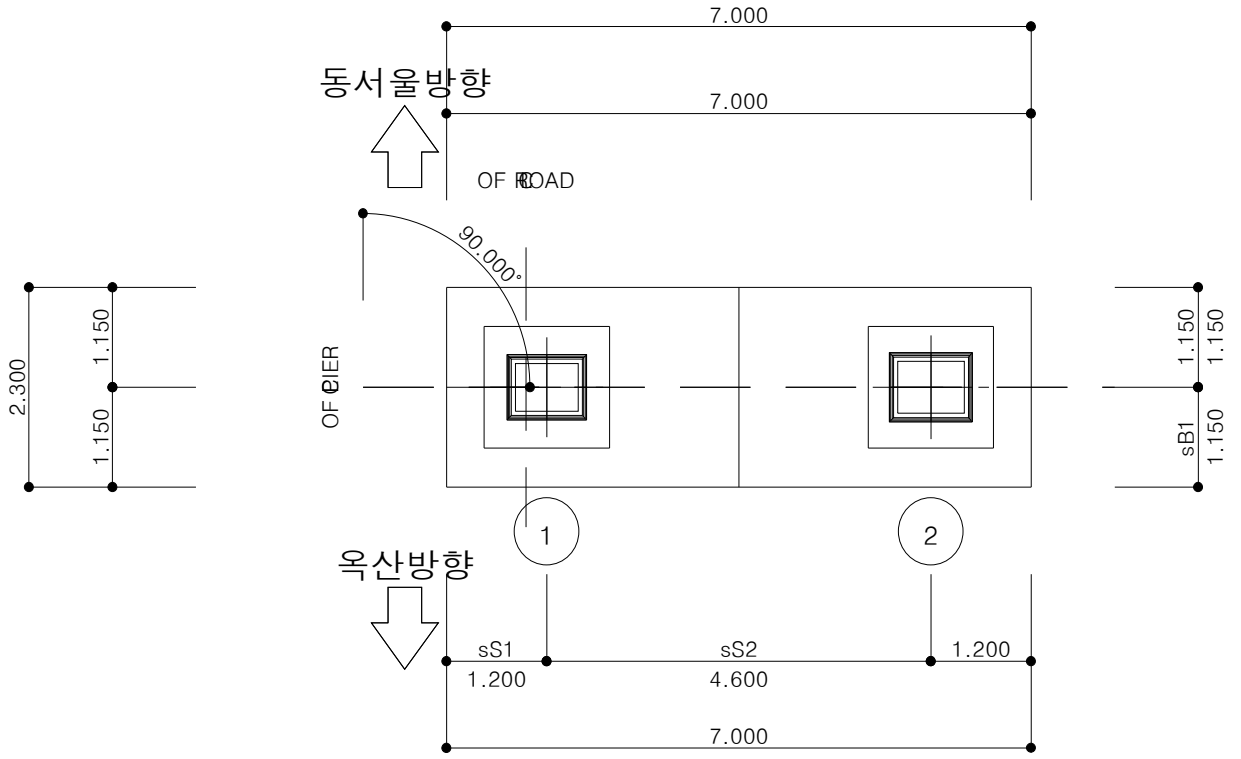
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 12.252 x 1.900
= 40320.756 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 40320.756 = 32256.605 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 45.000 = 425.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	425.000	550.000	750.000	875.000	O.K
2	425.000	595.000	795.000	852.500	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	4000.000	3846.628	O.K	627.700	425.100	O.K
SHOE 2	5000.000	4642.667	O.K	681.000	479.070	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	3846.628	244.248	319.624	1900.000	1750.000	
2	4642.667	281.534	360.203	1945.000	1795.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	5421.910	10838.800	O.K	5448.685	10064.600	O.K
2	6344.117	10838.800	O.K	6313.327	10064.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1356.934	14325.000	O.K	1775.689	14325.000	O.K
2	1564.077	14325.000	O.K	2001.128	14325.000	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 4642.667 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 3085.587 x 0.050 / 1.15 = 134.156 kN

  Hx2 = 374.440 / 1.33 = 281.534 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 281.534 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (9.170 / 4.340)] x 4.340 = 15.5 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 15.526 x 90.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 279.468 kN

  Hy2 = 479.070 / 1.33 = 360.203 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 360.203 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 595.000 mm b1y = 795.000 mm

b2x = 1150.000 mm b2y = 1200.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2300.000 mm < 5 x b1x = 2975.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2400.000 mm < 5 x b1y = 3975.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 595.000/2300.000) x 4642.667 x 10^3 /180.000

= 4780.040 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 795.000/2400.000) x 4642.667 x 10^3 /180.000

= 4312.199 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 281.534 x 10^3 / 180.000

= 1564.077 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 360.203 x 10^3 / 180.000

= 2001.128 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 595.000 + 1200.000 = 1795.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 795.000 + 1150.000 = 1945.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 4312.199 + 2001.128 = 6313.327 mm^2

Bxo = 1795.000 mm 범위내에서 H22 - 26 EA

As = 387.100 x 26 = 10064.600 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 4780.040 + 1564.077 = 6344.117 mm^2

Byo = 1945.000 mm 범위내에서 H22 - 28 EA

As = 387.100 x 28 = 10838.800 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 360.203 x 10^3 / 180.000 = 2001.128 ㎟

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

As = 286.500 x 24 + 286.500 x 26 = 14325.000 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 281.534 x 10^3 / 180.000 = 1564.077 ㎟

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

As = 286.500 x 24 + 286.500 x 26 = 14325.000 ㎟ ∴ O.K

교각 P3

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

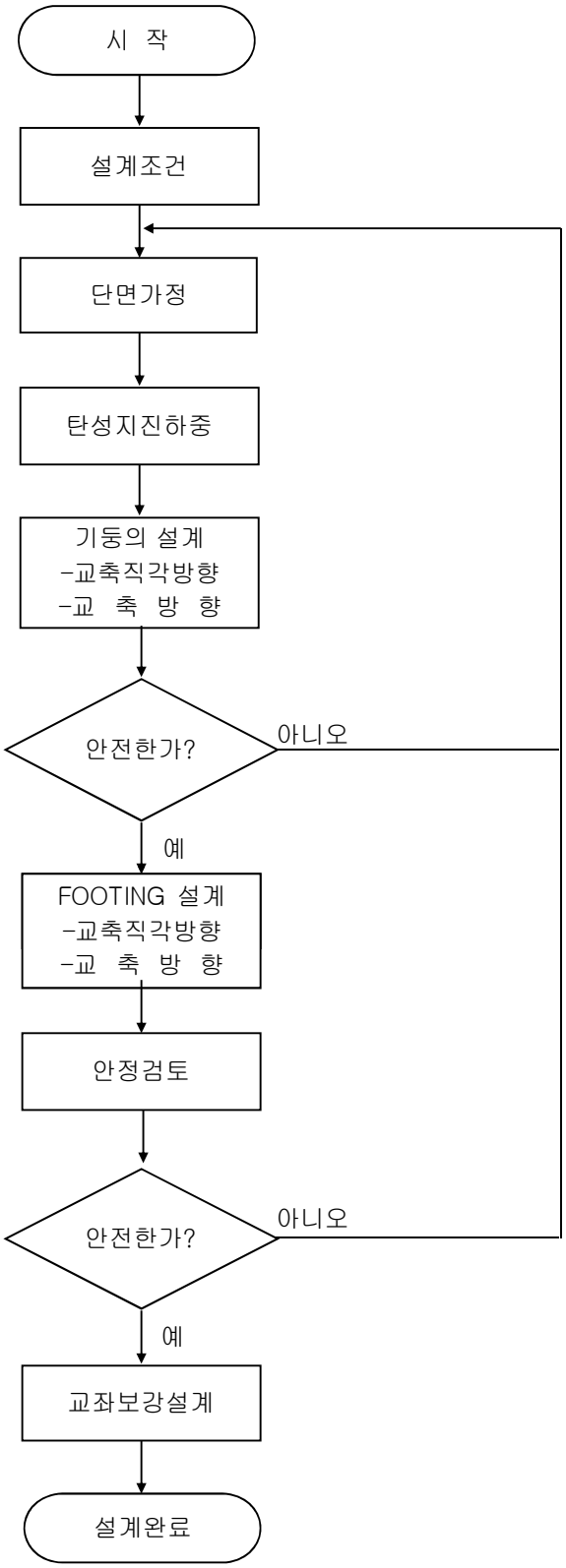
9. 기 둥 설 계
9.1 교축직각 방향
9.2 교축 방향
9.3 합성 부재력
9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
12.1 받침 연단거리 검토
12.2 최소 받침지지 길이 검토
12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
12.4 교량받침 보강 철근 검토
12.5 교량받침 하면 보강
12.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	42972.180	6851.596	6.27	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	6875.549	823.875	8.35	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	765.000	296.104	2.58	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	42972.180	13574.910	3.17	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	6875.549	1206.180	5.70	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1147.500	350.105	3.28	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	48701.804	12145.523	4.01	2.00	O.K
		활동에대한 안정(kN)	6875.549	721.669	9.53	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	765.000	314.236	2.43	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	48701.804	13952.738	3.49	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	6875.549	1062.600	6.47	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/㎡)	1147.500	334.247	3.43	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.018	15227.823	52583.482	3.453	O.K
	모멘트최대	0.018	10339.686	18658.892	1.805	O.K
	탄성설계	0.018	8271.748	18086.687	2.187	O.K
	편심최대	0.018	7805.531	14298.565	1.832	O.K
교축직각방향	축력최대	0.018	15227.823	52583.482	3.453	O.K
	모멘트최대	0.018	10753.273	14810.376	1.377	O.K
	탄성설계	0.018	8271.748	16773.183	2.028	O.K
	편심최대	0.018	7391.944	11575.299	1.566	O.K
합성부재력	축력최대	0.018	15227.823	52583.482	3.453	O.K
	모멘트최대	0.018	10339.686	11622.906	1.124	O.K
	탄성설계	0.018	8271.748	15493.040	1.873	O.K
	편심최대	0.018	7805.531	8671.772	1.111	O.K
	모멘트최대	0.018	10753.273	14796.886	1.376	O.K
	편심최대	0.018	7391.944	11563.209	1.564	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2500.0	100.0	19034.463	21832.900	-	-	1.147	O.K
	우측내민보	2500.0	100.0	19424.653	21832.900	-	-	1.124	O.K
	좌측내민보수	2300.0	100.0	912.114	5306.600	681.276	3935.962	5.777	O.K
	우측내민보수	2300.0	100.0	1046.180	5306.600	781.245	3935.962	5.038	O.K
	교량받침1	2089.0	339.0	156.780	21832.900	90.902	12049.173	132.551	O.K
	교량받침2	1850.0	100.0	134.588	21832.900	78.039	12049.173	154.399	O.K
기초	교축방향	2000.0	100.0	13959.652	26709.900	8950.006	17005.909	1.900	O.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	19774.534	29895.300	12619.867	18959.286	1.502	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	139.437	180.000	121.053	351.020	O.K
	우측내민보	165.546	180.000	121.053	261.948	O.K
	좌측내민보수평	60.570	180.000	227.273	1040.121	O.K
	우측내민보수평	69.458	180.000	227.273	907.025	O.K
	교량받침1	19.301	180.000	121.053	3264.064	O.K
	교량받침2	23.098	180.000	121.053	2727.551	O.K
기초	교축방향	162.034	180.000	123.188	263.509	O.K
	교직-지점부	180.363	180.000	127.119	217.868	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	:	T형 교각
2) 상 부 형 식	:	STEEL BOX
3) 교 량 등 급	:	1 등교
4) 기 초 형 식	:	직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	:	γc =	25	kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	γs2 =	20	kN/m³	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.113		

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N =	50		
2) 기초지반의 내부마찰각	:	ϕ2 =	42.386	°	; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	30	kN/m²	
4) 기초지반의 최대 허용지지력	:	Qa =	600	kN/m²	
5) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.6		; tanΦb = 0.60, Cb = 0:암과 콘크리트
6) 지반 가속도 계수	:	A =	0.154		; 위험도 계수 x 지진구역계수

- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	:	fck =	두부보:	27	MPa	
			기둥:	27	MPa	
			기초:	27	MPa	
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	27804	MPa	
			기둥:	27804	MPa	
			기초:	27804	MPa	
						[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	fy =	두부보:	400	MPa	
			기둥:	400	MPa	
			기초:	400	MPa	
- 탄성계수	:	Es =	200000	MPa		[도로교 설계기준 2.3.3]

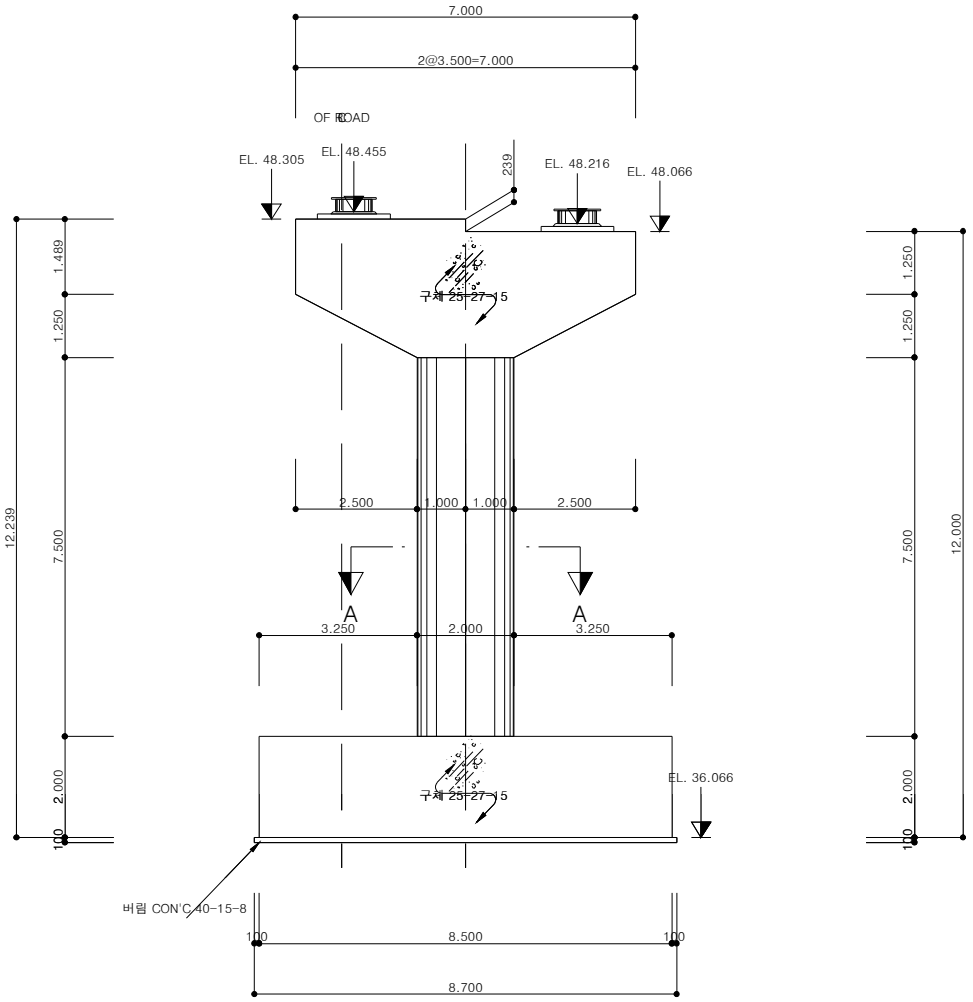
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	:	허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	:	극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	:	국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	:	한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	:	국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	:	한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


7.000
2@3.500=7.000
OF ROAD
EL. 48.305
EL. 48.455
239
EL. 48.216
EL. 48.066
구체 25-27-15
1.489
1.250
12.239
7.500
2.000
100
2.500
1.000
1.000
2.500
A
A
3.250
2.000
3.250
EL. 36.066
구체 25-27-15
버림 CON'C 40-15-8
100
8.500
100
8.700
1.250
1.250
7.500
12.000
2.000
100

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	3025.766	1422.370	1029.512	65.501
2	3810.441	658.816	93.911	1037.178
계	6836.207	2081.186	1123.423	1102.679

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (9.170 / 4.340)] x 4.340 = 15.5 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 15.526 kN/m

P1 = 15.526 x (45.000 + 45.000) / 2 x sin90.0

= 698.67 kN

작용위치 h = 4.340/2 + 0.400 + 0.625 = 3.195 m

작용모멘트 My = Ph x h = 698.670 x 3.195 = 2232.25 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.500 x 2.300 = 17.25 kN

W'column = 1.500 x 2.000 = 3 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 45.634 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.000 = 3 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (45.000 + 45.000)/2 x sin90.0 = 67.5 kN

작용위치 h = 2.987 + 1.500 + 0.625 = 5.112 m

작용모멘트 My = Ph x h = 67.500 x 5.112 = 345.06 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

δ = α x ΔT x L 0.000012 x 25.0 x 45.0 = 0.0135 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 0.78540 x 1EA x 0.01350 / 10.000³ x sin90.0

= 884.407 kN

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : Vd = 6836.207 kN

교량받침마찰계수 : μ = 0.113

Ph = μ x W = 6836.207 x 0.113 x sin90.0

= 772.491 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 772.491 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 772.491 x (0.400 + 1.250/2) = 791.804 kN.m

5.5 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 3.142 x 5.584 x 10.000

= 175.433 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m³)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 43.650 - 38.066 = 5.584 m

A : 기둥의 단면적 (m²) , A = π x 1.000² = 3.142 m²

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1150.580	3620.160	0.01000	411.610	1528.180	0.01000
	하중경우 2	기둥 1	477.710	1458.750	0.01000	967.740	4099.990	0.01000
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1206.180	11162.550	0.00000	452.230	4176.920	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	486.100	4399.760	0.00000	1062.600	10106.970	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

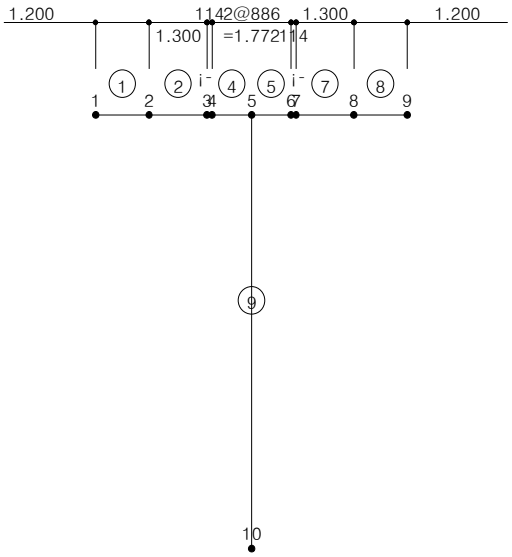
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	9.375	6	4.386	9.375
2	1.200	9.375	7	4.500	9.375
3	2.500	9.375	8	5.800	9.375
4	2.614	9.375	9	7.000	9.375
5	3.500	9.375	10	3.500	0.000

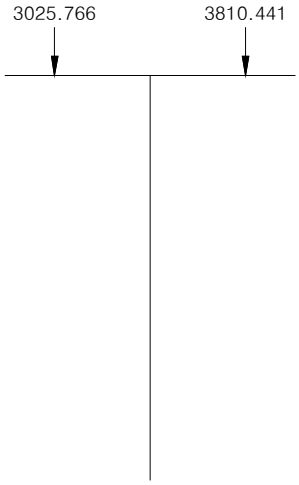
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.300	1.250	2.875	1.267396	0.374349	9
②	2.300	1.489	3.425	1.509722	0.632748	1
③	2.300	1.850	4.255	1.875746	1.213561	8
④	2.300	2.089	4.805	2.118072	1.747278	2
⑤	2.300	2.500	5.750	2.534792	2.994792	5~7
⑥	2.300	2.739	6.300	2.777118	3.938426	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

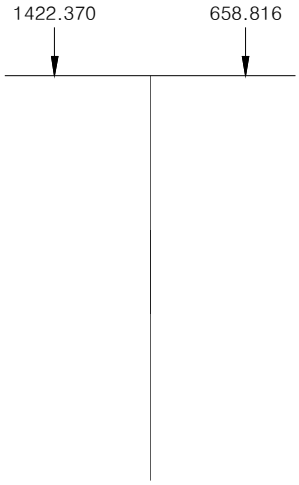
6.4 하중재하도

1) 연직하중

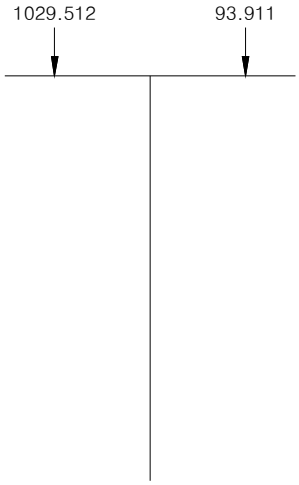
① 고정하중 (D)



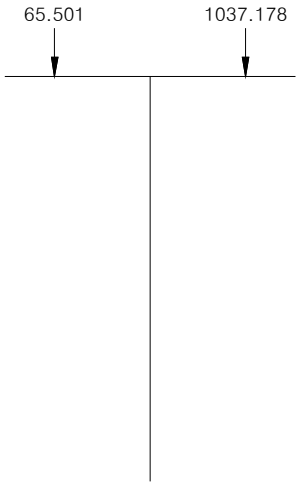
② 활하중 : 만재하시 (L1)



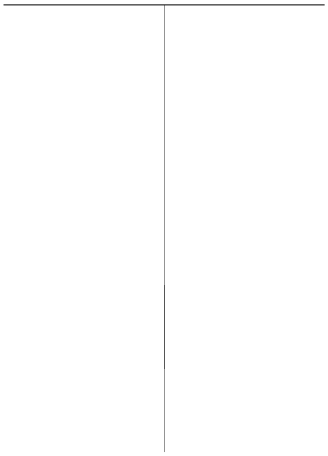
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

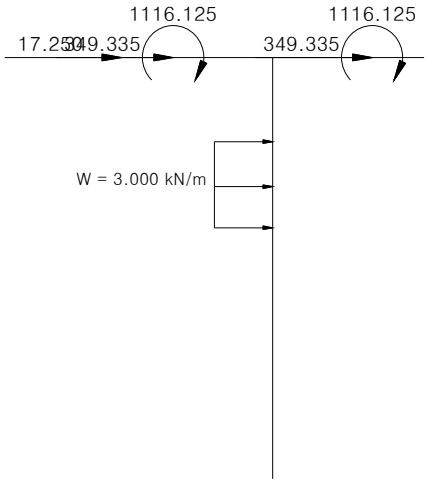


HWL : EL = 43.650 m
기초상단 : EL = 38.066 m
하저면 : EL = 0.000 m

2) 수평하중

① 교축직각 방향

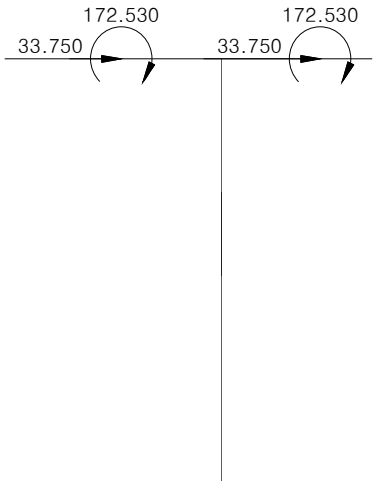
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 698.670/2EA = 349.335 kN

M = 2232.251/2EA = 1116.125 kN

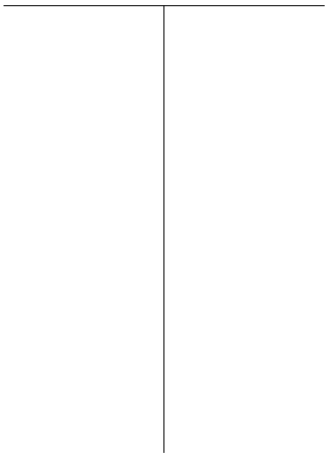
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



P = 67.500/2EA = 33.750 kN

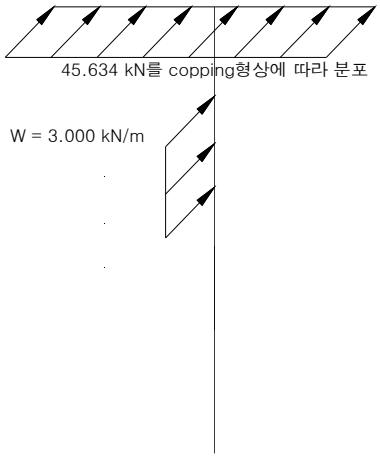
M = 345.060/2EA = 172.530 kN

㉯ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

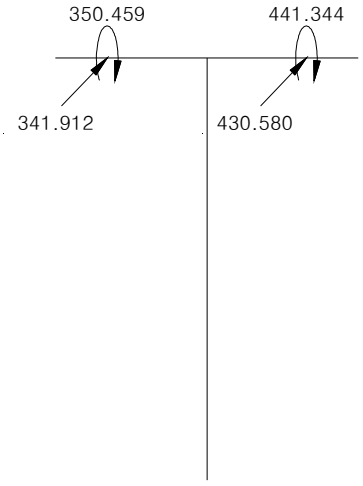


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㉰ 온도하중 (G-L01) : P = 772.491 / 2EA = 386.246 kN M = 791.804 / 2EA = 395.902 kN.m



HWL : EL = 43.650 m
기초상단 : EL = 38.066 m
하저면 : EL = 0.000 m

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7858.133	1720.568	0.000	-8447.181	1720.568	0.000	
L1	-2081.186	-1756.174	0.000	-2081.186	-1756.174	0.000	
L2	-1123.421	-2151.879	0.000	-1123.421	-2151.879	0.000	
L3	-1102.680	2234.863	0.000	-1102.680	2234.863	0.000	
W-TR	0.000	3574.610	-715.920	0.000	8981.618	-721.669	
WL	0.000	471.623	-67.500	0.000	977.872	-67.500	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	4099.990	967.740	0.000	10106.970	1062.600	
Q3	175.433	0.000	0.000	175.433	0.000	0.000	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7858.133	0.000	0.000	-8447.181	0.000	0.000	
L1	-2081.186	0.000	0.000	-2081.186	0.000	0.000	
L2	-1123.421	0.000	0.000	-1123.421	0.000	0.000	
L3	-1102.680	0.000	0.000	-1102.680	0.000	0.000	
W-L0	0.000	-85.565	45.635	0.000	-465.431	51.383	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L02	0.000	-2240.226	772.492	0.000	-8033.916	772.492	
E-L0	0.000	3620.160	1150.580	0.000	11162.550	1206.180	
Q3	175.433	0.000	0.000	175.433	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-4656.530	3347.612	-5719.102	-4096.359	
L1	-2011.231	1422.370	-931.566	-658.816	
L2	-1455.727	1029.510	-132.790	-93.911	
L3	-92.618	65.501	-1466.573	-1037.180	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1116.130	0.000	-1116.130	0.000	
WL	172.530	0.000	-172.530	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-69.925	3149.211	-60.030	-3917.390
L1	0.000	1422.370	0.000	-658.816
L2	0.000	1029.510	0.000	-93.911
L3	0.000	65.501	0.000	-1037.180
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1116.130	0.000	-1116.130	0.000
WL	172.530	0.000	-172.530	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-9763.886	-35.606	0.000	-10352.934	-35.606	0.000	
SV002	-8806.121	-431.310	0.000	-9395.169	-431.310	0.000	
SV003	-8785.381	3955.431	0.000	-9374.429	3955.431	0.000	
SV004	-7682.700	5295.178	-715.920	-8271.748	10702.186	-721.669	
SV005	-9763.886	2223.321	-425.460	-10352.934	5433.075	-428.334	
SV006	-8806.121	1827.617	-425.460	-9395.169	5037.371	-428.334	
SV007	-8785.381	6214.359	-425.460	-9374.429	9424.112	-428.334	
SV008	-9763.886	-35.606	0.000	-10352.934	-35.606	0.000	
SV009	-9763.886	-35.606	0.000	-10352.934	-35.606	0.000	
SV010	-8806.121	-431.310	0.000	-9395.169	-431.310	0.000	
SV011	-8806.121	-431.310	0.000	-9395.169	-431.310	0.000	
SV012	-8785.381	3955.431	0.000	-9374.429	3955.431	0.000	
SV013	-8785.381	3955.431	0.000	-9374.429	3955.431	0.000	
SV014	-7682.700	5295.178	-715.920	-8271.748	10702.186	-721.669	
SV015	-7682.700	5295.178	-715.920	-8271.748	10702.186	-721.669	
SV016	-9763.886	2223.321	-425.460	-10352.934	5433.075	-428.334	
SV017	-9763.886	2223.321	-425.460	-10352.934	5433.075	-428.334	
SV018	-8806.121	1827.617	-425.460	-9395.169	5037.371	-428.334	
SV019	-8806.121	1827.617	-425.460	-9395.169	5037.371	-428.334	
SV020	-8785.381	6214.359	-425.460	-9374.429	9424.112	-428.334	
SV021	-8785.381	6214.359	-425.460	-9374.429	9424.112	-428.334	
SV022	-7682.700	5820.558	967.740	-8271.748	11827.538	1062.600	
SV023	-9763.886	-35.606	0.000	-10352.934	-35.606	0.000	
SV024	-8806.121	-431.310	0.000	-9395.169	-431.310	0.000	
SV025	-8785.381	3955.431	0.000	-9374.429	3955.431	0.000	
SV026	-7682.700	5295.178	-715.920	-8271.748	10702.186	-721.669	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-9763.886	0.000	0.000	-10352.934	0.000	0.000	
SVB02	-8806.121	0.000	0.000	-9395.169	0.000	0.000	
SVB03	-8785.381	0.000	0.000	-9374.429	0.000	0.000	
SVB04	-7682.700	-85.565	45.635	-8271.748	-465.431	51.383	
SVB05	-9763.886	-42.782	22.817	-10352.934	-232.716	25.692	
SVB06	-8806.121	-42.782	22.817	-9395.169	-232.716	25.692	
SVB07	-8785.381	-42.782	22.817	-9374.429	-232.716	25.692	
SVB08	-9763.886	-2240.226	772.492	-10352.934	-8033.916	772.492	
SVB09	-9763.886	2240.226	-772.492	-10352.934	8033.916	-772.492	
SVB10	-8806.121	-2240.226	772.492	-9395.169	-8033.916	772.492	
SVB11	-8806.121	2240.226	-772.492	-9395.169	8033.916	-772.492	
SVB12	-8785.381	-2240.226	772.492	-9374.429	-8033.916	772.492	
SVB13	-8785.381	2240.226	-772.492	-9374.429	8033.916	-772.492	
SVB14	-7682.700	-2325.790	818.126	-8271.748	-8499.347	823.875	
SVB15	-7682.700	2154.661	-726.857	-8271.748	7568.484	-721.109	
SVB16	-9763.886	-2283.008	795.309	-10352.934	-8266.631	798.184	
SVB17	-9763.886	2197.443	-749.675	-10352.934	7801.200	-746.800	
SVB18	-8806.121	-2283.008	795.309	-9395.169	-8266.631	798.184	
SVB19	-8806.121	2197.443	-749.675	-9395.169	7801.200	-746.800	
SVB20	-8785.381	-2283.008	795.309	-9374.429	-8266.631	798.184	
SVB21	-8785.381	2197.443	-749.675	-9374.429	7801.200	-746.800	
SVB22	-7682.700	3620.160	1150.580	-8271.748	11162.550	1206.180	
SVB23	-9763.886	0.000	0.000	-10352.934	0.000	0.000	
SVB24	-8806.121	0.000	0.000	-9395.169	0.000	0.000	
SVB25	-8785.381	0.000	0.000	-9374.429	0.000	0.000	
SVB26	-7682.700	-85.565	45.635	-8271.748	-465.431	51.383	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-6667.761	4769.982	-6650.668	-4755.175	
SV002	-6112.257	4377.122	-5851.892	-4190.269	
SV003	-4749.148	3413.112	-7185.674	-5133.539	
SV004	-3540.400	3347.612	-6835.232	-4096.359	
SV005	-5937.166	4769.982	-7381.263	-4755.175	
SV006	-5381.662	4377.122	-6582.487	-4190.269	
SV007	-4018.553	3413.112	-7916.269	-5133.539	
SV008	-6667.761	4769.982	-6650.668	-4755.175	
SV009	-6667.761	4769.982	-6650.668	-4755.175	
SV010	-6112.257	4377.122	-5851.892	-4190.269	
SV011	-6112.257	4377.122	-5851.892	-4190.269	
SV012	-4749.148	3413.112	-7185.674	-5133.539	
SV013	-4749.148	3413.112	-7185.674	-5133.539	
SV014	-3540.400	3347.612	-6835.232	-4096.359	
SV015	-3540.400	3347.612	-6835.232	-4096.359	
SV016	-5937.166	4769.982	-7381.263	-4755.175	
SV017	-5937.166	4769.982	-7381.263	-4755.175	
SV018	-5381.662	4377.122	-6582.487	-4190.269	
SV019	-5381.662	4377.122	-6582.487	-4190.269	
SV020	-4018.553	3413.112	-7916.269	-5133.539	
SV021	-4018.553	3413.112	-7916.269	-5133.539	
SV022	-4656.530	3347.612	-5719.102	-4096.359	
SV023	-6667.761	4769.982	-6650.668	-4755.175	
SV024	-6112.257	4377.122	-5851.892	-4190.269	
SV025	-4749.148	3413.112	-7185.674	-5133.539	
SV026	-3540.400	3347.612	-6835.232	-4096.359	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-69.925	4571.581	-60.030	-4576.206
SV002	-69.925	4178.721	-60.030	-4011.301
SV003	-69.925	3214.712	-60.030	-4954.570
SV004	1046.205	3149.211	-1176.160	-3917.390
SV005	660.670	4571.581	-790.625	-4576.206
SV006	660.670	4178.721	-790.625	-4011.301
SV007	660.670	3214.712	-790.625	-4954.570
SV008	-69.925	4571.581	-60.030	-4576.206
SV009	-69.925	4571.581	-60.030	-4576.206
SV010	-69.925	4178.721	-60.030	-4011.301
SV011	-69.925	4178.721	-60.030	-4011.301
SV012	-69.925	3214.712	-60.030	-4954.570
SV013	-69.925	3214.712	-60.030	-4954.570
SV014	1046.205	3149.211	-1176.160	-3917.390
SV015	1046.205	3149.211	-1176.160	-3917.390
SV016	660.670	4571.581	-790.625	-4576.206
SV017	660.670	4571.581	-790.625	-4576.206
SV018	660.670	4178.721	-790.625	-4011.301
SV019	660.670	4178.721	-790.625	-4011.301
SV020	660.670	3214.712	-790.625	-4954.570
SV021	660.670	3214.712	-790.625	-4954.570
SV022	-69.925	3149.211	-60.030	-3917.390
SV023	-69.925	4571.581	-60.030	-4576.206
SV024	-69.925	4178.721	-60.030	-4011.301
SV025	-69.925	3214.712	-60.030	-4954.570
SV026	1046.205	3149.211	-1176.160	-3917.390

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-14462.060	-1539.036	0.000	-15227.823	-1539.036	0.000	
UL002	-12402.865	-2389.800	0.000	-13168.627	-2389.800	0.000	
UL003	-12358.273	7041.694	0.000	-13124.036	7041.694	0.000	
UL004	-9987.510	6883.732	-930.696	-10753.273	13912.842	-938.169	
UL005	-12693.052	2890.318	-553.098	-13458.815	7062.998	-556.835	
UL006	-11447.957	2375.902	-553.098	-12213.720	6548.582	-556.835	
UL007	-11420.995	8078.666	-553.098	-12186.758	12251.346	-556.835	
UL008	-12693.052	-46.288	0.000	-13458.815	-46.288	0.000	
UL009	-12693.052	-46.288	0.000	-13458.815	-46.288	0.000	
UL010	-11447.957	-560.704	0.000	-12213.720	-560.704	0.000	
UL011	-11447.957	-560.704	0.000	-12213.720	-560.704	0.000	
UL012	-11420.995	5142.060	0.000	-12186.758	5142.060	0.000	
UL013	-11420.995	5142.060	0.000	-12186.758	5142.060	0.000	
UL014	-9603.375	6618.973	-894.900	-10339.686	13377.732	-902.086	
UL015	-9603.375	6618.973	-894.900	-10339.686	13377.732	-902.086	
UL016	-12204.858	2779.152	-531.825	-12941.168	6791.344	-535.418	
UL017	-12204.858	2779.152	-531.825	-12941.168	6791.344	-535.418	
UL018	-11007.651	2284.521	-531.825	-11743.961	6296.714	-535.418	
UL019	-11007.651	2284.521	-531.825	-11743.961	6296.714	-535.418	
UL020	-10981.726	7767.948	-531.825	-11718.036	11780.140	-535.418	
UL021	-10981.726	7767.948	-531.825	-11718.036	11780.140	-535.418	
UL022	-7682.700	5820.558	967.740	-8271.748	11827.538	1062.600	
UL023	-12693.052	-46.288	0.000	-13458.815	-46.288	0.000	
UL024	-11447.957	-560.704	0.000	-12213.720	-560.704	0.000	
UL025	-11420.995	5142.060	0.000	-12186.758	5142.060	0.000	
UL026	-9219.240	6354.214	-859.104	-9926.098	12842.623	-866.003	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12104.620	-2055.206	0.000	-12693.668	-2055.206	0.000	
UE002	-10045.425	-2905.971	0.000	-10634.473	-2905.971	0.000	
UE003	-10000.833	6525.523	0.000	-10589.882	6525.523	0.000	
UE004	-7630.070	6367.561	-930.696	-8219.119	13396.671	-938.169	
UE005	-10335.612	2374.147	-553.098	-10924.660	6546.827	-556.835	
UE006	-9090.517	1859.732	-553.098	-9679.565	6032.412	-556.835	
UE007	-9063.555	7562.496	-553.098	-9652.603	11735.176	-556.835	
UE008	-10335.612	-562.458	0.000	-10924.660	-562.458	0.000	
UE009	-10335.612	-562.458	0.000	-10924.660	-562.458	0.000	
UE010	-9090.517	-1076.874	0.000	-9679.565	-1076.874	0.000	
UE011	-9090.517	-1076.874	0.000	-9679.565	-1076.874	0.000	
UE012	-9063.555	4625.890	0.000	-9652.603	4625.890	0.000	
UE013	-9063.555	4625.890	0.000	-9652.603	4625.890	0.000	
UE014	-7245.935	6102.802	-894.900	-7805.531	12861.562	-902.086	
UE015	-7245.935	6102.802	-894.900	-7805.531	12861.562	-902.086	
UE016	-9847.418	2262.981	-531.825	-10407.014	6275.174	-535.418	
UE017	-9847.418	2262.981	-531.825	-10407.014	6275.174	-535.418	
UE018	-8650.211	1768.351	-531.825	-9209.807	5780.543	-535.418	
UE019	-8650.211	1768.351	-531.825	-9209.807	5780.543	-535.418	
UE020	-8624.286	7251.778	-531.825	-9183.882	11263.970	-535.418	
UE021	-8624.286	7251.778	-531.825	-9183.882	11263.970	-535.418	
UE022	-7682.700	3087.231	967.740	-8271.748	5089.558	1062.600	
UE023	-10335.612	-562.458	0.000	-10924.660	-562.458	0.000	
UE024	-9090.517	-1076.874	0.000	-9679.565	-1076.874	0.000	
UE025	-9063.555	4625.890	0.000	-9652.603	4625.890	0.000	
UE026	-6861.800	5838.043	-859.104	-7391.944	12326.452	-866.003	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14462.060	0.000	0.000	-15227.823	0.000	0.000	
ULB02	-12402.865	0.000	0.000	-13168.627	0.000	0.000	
ULB03	-12358.273	0.000	0.000	-13124.036	0.000	0.000	
ULB04	-9987.510	-111.234	59.325	-10753.273	-605.060	66.798	
ULB05	-12693.052	-55.617	29.662	-13458.815	-302.530	33.399	
ULB06	-11447.957	-55.617	29.662	-12213.720	-302.530	33.399	
ULB07	-11420.995	-55.617	29.662	-12186.758	-302.530	33.399	
ULB08	-12693.052	-2912.293	1004.240	-13458.815	-10444.090	1004.240	
ULB09	-12693.052	2912.293	-1004.240	-13458.815	10444.090	-1004.240	
ULB10	-11447.957	-2912.293	1004.240	-12213.720	-10444.090	1004.240	
ULB11	-11447.957	2912.293	-1004.240	-12213.720	10444.090	-1004.240	
ULB12	-11420.995	-2912.293	1004.240	-12186.758	-10444.090	1004.240	
ULB13	-11420.995	2912.293	-1004.240	-12186.758	10444.090	-1004.240	
ULB14	-9603.375	-2907.238	1022.658	-10339.686	-10624.183	1029.844	
ULB15	-9603.375	2693.326	-908.572	-10339.686	9460.606	-901.386	
ULB16	-12204.858	-2853.760	994.137	-12941.168	-10333.289	997.730	
ULB17	-12204.858	2746.804	-937.093	-12941.168	9751.500	-933.500	
ULB18	-11007.651	-2853.760	994.137	-11743.961	-10333.289	997.730	
ULB19	-11007.651	2746.804	-937.093	-11743.961	9751.500	-933.500	
ULB20	-10981.726	-2853.760	994.137	-11718.036	-10333.289	997.730	
ULB21	-10981.726	2746.804	-937.093	-11718.036	9751.500	-933.500	
ULB22	-7682.700	3620.160	1150.580	-8271.748	11162.550	1206.180	
ULB23	-12693.052	0.000	0.000	-13458.815	0.000	0.000	
ULB24	-11447.957	0.000	0.000	-12213.720	0.000	0.000	
ULB25	-11420.995	0.000	0.000	-12186.758	0.000	0.000	
ULB26	-9219.240	-102.678	54.761	-9926.098	-558.517	61.660	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12104.620	0.000	0.000	-12693.668	0.000	0.000	
UEB02	-10045.425	0.000	0.000	-10634.473	0.000	0.000	
UEB03	-10000.833	0.000	0.000	-10589.882	0.000	0.000	
UEB04	-7630.070	-111.234	59.325	-8219.119	-605.060	66.798	
UEB05	-10335.612	-55.617	29.662	-10924.660	-302.530	33.399	
UEB06	-9090.517	-55.617	29.662	-9679.565	-302.530	33.399	
UEB07	-9063.555	-55.617	29.662	-9652.603	-302.530	33.399	
UEB08	-10335.612	-2912.293	1004.240	-10924.660	-10444.090	1004.240	
UEB09	-10335.612	2912.293	-1004.240	-10924.660	10444.090	-1004.240	
UEB10	-9090.517	-2912.293	1004.240	-9679.565	-10444.090	1004.240	
UEB11	-9090.517	2912.293	-1004.240	-9679.565	10444.090	-1004.240	
UEB12	-9063.555	-2912.293	1004.240	-9652.603	-10444.090	1004.240	
UEB13	-9063.555	2912.293	-1004.240	-9652.603	10444.090	-1004.240	
UEB14	-7245.935	-2907.238	1022.658	-7805.531	-10624.183	1029.844	
UEB15	-7245.935	2693.326	-908.572	-7805.531	9460.606	-901.386	
UEB16	-9847.418	-2853.760	994.137	-10407.014	-10333.289	997.730	
UEB17	-9847.418	2746.804	-937.093	-10407.014	9751.500	-933.500	
UEB18	-8650.211	-2853.760	994.137	-9209.807	-10333.289	997.730	
UEB19	-8650.211	2746.804	-937.093	-9209.807	9751.500	-933.500	
UEB20	-8624.286	-2853.760	994.137	-9183.882	-10333.289	997.730	
UEB21	-8624.286	2746.804	-937.093	-9183.882	9751.500	-933.500	
UEB22	-7682.700	1206.720	1150.580	-8271.748	3720.850	1206.180	
UEB23	-10335.612	0.000	0.000	-10924.660	0.000	0.000	
UEB24	-9090.517	0.000	0.000	-9679.565	0.000	0.000	
UEB25	-9063.555	0.000	0.000	-9652.603	0.000	0.000	
UEB26	-6861.800	-102.678	54.761	-7391.944	-558.517	61.660	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-10377.636	7409.991	-9437.699	-6741.721	
UL002	-9183.302	6565.342	-7720.330	-5527.174	
UL003	-6252.617	4492.721	-10587.963	-7555.203	
UL004	-4602.520	4351.895	-8885.802	-5325.266	
UL005	-7718.316	6200.976	-9595.642	-6181.727	
UL006	-6996.161	5690.258	-8557.233	-5447.350	
UL007	-5224.118	4437.046	-10291.150	-6673.600	
UL008	-8668.089	6200.976	-8645.868	-6181.727	
UL009	-8668.089	6200.976	-8645.868	-6181.727	
UL010	-7945.934	5690.258	-7607.459	-5447.350	
UL011	-7945.934	5690.258	-7607.459	-5447.350	
UL012	-6173.892	4437.046	-9341.377	-6673.600	
UL013	-6173.892	4437.046	-9341.377	-6673.600	
UL014	-4425.500	4184.515	-8544.040	-5120.448	
UL015	-4425.500	4184.515	-8544.040	-5120.448	
UL016	-7421.458	5962.477	-9226.579	-5943.968	
UL017	-7421.458	5962.477	-9226.579	-5943.968	
UL018	-6727.077	5471.402	-8228.108	-5237.837	
UL019	-6727.077	5471.402	-8228.108	-5237.837	
UL020	-5023.191	4266.390	-9895.337	-6416.923	
UL021	-5023.191	4266.390	-9895.337	-6416.923	
UL022	-4656.530	3347.612	-5719.102	-4096.359	
UL023	-8668.089	6200.976	-8645.868	-6181.727	
UL024	-7945.934	5690.258	-7607.459	-5447.350	
UL025	-6173.892	4437.046	-9341.377	-6673.600	
UL026	-4248.480	4017.134	-8202.278	-4915.630	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-90.902	7152.070	-78.039	-6509.061
UL002	-90.902	6307.421	-78.039	-5294.515
UL003	-90.902	4234.800	-78.039	-7322.544
UL004	1360.067	4093.974	-1529.008	-5092.607
UL005	858.872	5943.055	-1027.813	-5949.068
UL006	858.872	5432.337	-1027.813	-5214.691
UL007	858.872	4179.125	-1027.813	-6440.941
UL008	-90.902	5943.055	-78.039	-5949.068
UL009	-90.902	5943.055	-78.039	-5949.068
UL010	-90.902	5432.337	-78.039	-5214.691
UL011	-90.902	5432.337	-78.039	-5214.691
UL012	-90.902	4179.125	-78.039	-6440.941
UL013	-90.902	4179.125	-78.039	-6440.941
UL014	1307.757	3936.514	-1470.200	-4896.738
UL015	1307.757	3936.514	-1470.200	-4896.738
UL016	825.838	5714.476	-988.281	-5720.257
UL017	825.838	5714.476	-988.281	-5720.257
UL018	825.838	5223.401	-988.281	-5014.126
UL019	825.838	5223.401	-988.281	-5014.126
UL020	825.838	4018.389	-988.281	-6193.213
UL021	825.838	4018.389	-988.281	-6193.213
UL022	-69.925	3149.211	-60.030	-3917.390
UL023	-90.902	5943.055	-78.039	-5949.068
UL024	-90.902	5432.337	-78.039	-5214.691
UL025	-90.902	4179.125	-78.039	-6440.941
UL026	1255.446	3779.053	-1411.392	-4700.868

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

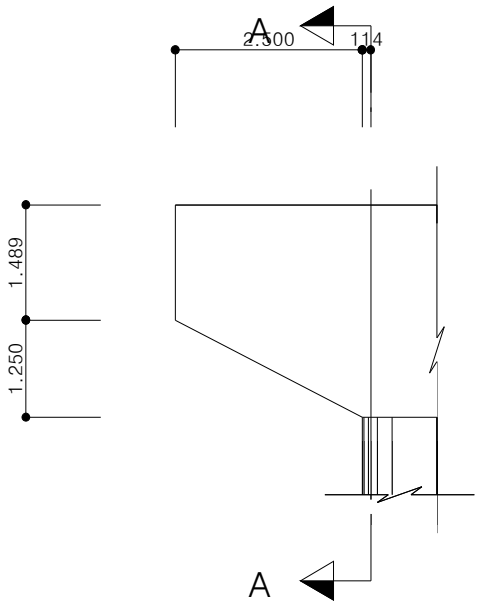
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{3.142} = 1.772\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.114m(= 1.000 - 1.772/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7409.991 kN - "ULO-01"

Mu = 10377.636 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 10377.636 / 7409.991 = 1.400 m

d = 2.500 - 0.144 = 2.356 m

a/d = 1.400 / 2.356 = 0.594 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	2095.8	7410.0

a = 1400.492 mm, d = 2355.905 mm

a / d (= 0.594) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2095.754 mm ≥ 0.5 x 2355.905 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7409.991 kN

Nuc = 0.20 x 7409.991 = 1481.998 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 10377.636 + 1481.998 x (2.500 - 2.356)

= 10591.185 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 2300.000 x 2355.905 = 29260.335 kN

≤ 5.6 x 2300.000 x 2355.905 = 30344.052 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29260.335 = 23408.268 kN ≥ Vu (=7409.991 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 7409991.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 16540.158 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 10377.636 + 1481.998 x (2.500 - 2.356) = 10591.185 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 14403.219 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7409.991 = 1481.998 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4631.244 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 19034.463 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2300.000 x 2355.905

= 14630.168 ㎟

Use As = 21832.900 ㎟ (철근도심 144.10 mm)

1단 : H29-10.0EA + H29- 9.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H25-10.0EA + H25- 9.0EA , d2 = 200.00 mm

Use As ≥ 19034.463 ㎟ , 14630.168 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (19034.463 - 4631.244)

= 7201.609 ㎟

사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2355.90 = 1570.60 mm구간에 7.0 단 설치

▶ 사용철근량(7.0단) : H22 - 42.00 EA = 16258.200 ㎟ ≥ 7201.609 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.4 < 2d(=4.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.700 m (< d = 2.400 m) L 위험단면 위치

- Vu = 7280.864 kN - "UL0-01

부재번호 : 2 (I단 : 절점2, J단 : 절점3) 부재길이(L) : 1.300 m

Vui = 7152.070 kN (I단), Vuj = 7386.650 kN (J단)

검토위치(Lc) = 1.914 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 7152.070 + (7386.650 - 7152.070)/1.300 x (1.914 - 1.200)

= 7280.864 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2800.99	2355.91	7280.86	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 2355.90

= 18770.514 kN ≥ Vu(= 7280.864 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 2355.90 = 3754.103 kN

< Vu (= 7280.864 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8754.919 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8754.919 + 4692.628)

= 10758.038 kN ≥ Vu(= 7280.864 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.489 x 2.614 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 41.404 kN

w2 = 1.250 x (2.614-0.114) / 2 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 16.621 kN

w3 = 1.250 x (2.614-2.500) x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 1.516 kN

Vc = 41.404 + 16.621 + 1.516 = 59.541 kN

Mc = 41.404 x 1.307 + 16.621 x 0.947 + 1.516 x 0.057 = 69.947 kN.m

Vu = 432.340 + 59.541(Vc)

= 491.881 kN

Mu = 432.340 x 1.414 + 69.947(Mc)

= 681.276 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	681.28	491.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5306.600 x 400.00 = 2122640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 36.996 mm, c = 36.996 / β1 = 36.996 / 0.85 = 43.525 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 43.525) / 43.525 = 0.14864

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 912.114 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.818]
1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00096
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 36.996 mm
ΦMn = 0.85 x 5306.600 x 400 x (2200.00 - a/2) = 3935.962 kN.m
≥ Mu (= 681.276 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.777]

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2200.00 = 3810.512 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 491.881 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6667.761 x 1000000 / [21832.900 x (2355.905 - 497.028/3)]
= 139.437 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x2355.9/(7x21832.900)]
= 497.028 mm
사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)
2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.44) - 2.5 x 85.50 = 351.02 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.44) = 451.82 mm
Sa는 작은 값인 351.02 mm 를 적용
S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 351.02 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 681.276 x 1000000 / [5306.600 x (2200.000 - 241.263/3)]
= 60.570 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5306.600/2500.0 + 7x5306.600/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2200.0/(7x5306.600)]
= 241.263 mm

사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.57) - 2.5 x 85.50 = 1086.40 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 60.57) = 1040.12 mm
Sa는 작은 값인 1040.12 mm 를 적용
S = 2500.00 / 11.0 EA = 227.27 ≤ Sa (= 1040.12 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

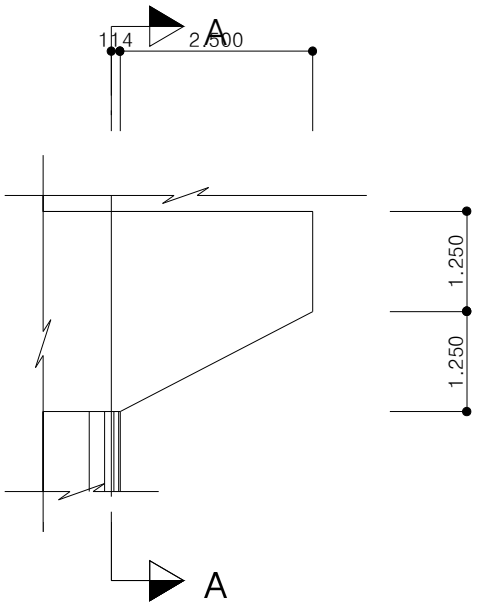
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{3.142} = 1.772\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.114m(= 1.000 - 1.772/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7555.203 kN - "ULO-03"

Mu = 10587.963 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 10587.963 / 7555.203 = 1.401 m

d = 2.500 - 0.144 = 2.356 m

a/d = 1.401 / 2.356 = 0.595 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	1856.3	7555.2

a = 1401.413 mm, d = 2355.905 mm

a / d (= 0.595) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1856.293 mm ≥ 0.5 x 2355.905 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7555.203 kN

Nuc = 0.20 x 7555.203 = 1511.041 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 10587.963 + 1511.041 x (2.500 - 2.356)

= 10805.697 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 2300.000 x 2355.905 = 29260.335 kN

≤ 5.6 x 2300.000 x 2355.905 = 30344.052 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29260.335 = 23408.268 kN ≥ Vu (=7555.203 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 7555203.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 16864.292 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 10587.963 + 1511.041 x (2.500 - 2.356) = 10805.697 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 14702.651 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7555.203 = 1511.041 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4722.002 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 19424.653 ㎟

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 2300.000 x 2355.905

= 14630.168 ㎟

Use As = 21832.900 ㎟ (철근도심 144.10 mm)

1단 : H29-10.0EA + H29- 9.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H25-10.0EA + H25- 9.0EA , d2 = 200.00 mm

Use As ≥ 19424.653 ㎟ , 14630.168 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (19424.653 - 4722.002)

= 7351.326 ㎟

사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2355.90 = 1570.60 mm구간에 7.0 단 설치

▶ 사용철근량(7.0단) : H22 - 42.00 EA = 16258.200 ㎟ ≥ 7351.326 ㎟ ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.4 < 2d(=4.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.701 m (< d = 2.400 m) L 위험단면 위치

- Vu = 7438.512 kN - "UL0-03

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 1.300 m

Vui = -7533.900 kN (I단), Vuj = -7322.544 kN (J단)

검토위치(Lc) = 5.087 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -7533.900 + (-7322.544 - -7533.900)/1.300 x (5.087 - 4.500)

= -7438.512 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2802.83	2355.91	7438.51	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 2355.90

= 18770.514 kN ≥ Vu(= 7438.512 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 2355.90 = 3754.103 kN

< Vu (= 7438.512 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8754.919 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8754.919 + 4692.628)

= 10758.038 kN ≥ Vu(= 7438.512 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.489 x 2.614 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 41.404 kN

w2 = 1.250 x (2.614-0.114) / 2 x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 16.621 kN

w3 = 1.250 x (2.614-2.500) x 2.300 x 25.000 x 0.185 = 1.516 kN

Vc = 41.404 + 16.621 + 1.516 = 59.541 kN

Mc = 41.404 x 1.307 + 16.621 x 0.947 + 1.516 x 0.057 = 69.947 kN.m

Vu = 503.040 + 59.541(Vc)

= 562.581 kN

Mu = 503.040 x 1.414 + 69.947(Mc)

= 781.245 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	781.25	562.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5306.600 x 400.00 = 2122640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 36.996 mm, c = 36.996 / β1 = 36.996 / 0.85 = 43.525 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 43.525) / 43.525 = 0.14864

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1046.180 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.072]
1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00096
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 36.996 mm
ΦMn = 0.85 x 5306.600 x 400 x (2200.00 - a/2) = 3935.962 kN.m
≥ Mu (= 781.245 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.038]

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2200.00 = 3810.512 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 562.581 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7916.269 x 1000000 / [21832.900 x (2355.905 - 497.028/3)]
= 165.546 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x2355.9/(7x21832.900)]
= 497.028 mm
사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)
2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.55) - 2.5 x 85.50 = 261.95 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 165.55) = 380.56 mm
Sa는 작은 값인 261.95 mm 를 적용
S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 261.95 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 781.245 x 1000000 / [5306.600 x (2200.000 - 241.263/3)]
= 69.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5306.600/2500.0 + 7x5306.600/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2200.0/(7x5306.600)]
= 241.263 mm

사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)
2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.46) - 2.5 x 85.50 = 920.03 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.46) = 907.02 mm
Sa는 작은 값인 907.02 mm 를 적용
S = 2500.00 / 11.0 EA = 227.27 ≤ Sa (= 907.02 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.013 (90.90/7152.07) < 2d(=3.978) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2800.99	1705.91	7152.07	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 1705.90

= 13591.682 kN ≥ Vu(= 7152.070 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 1705.90 = 2718.336 kN

< Vu (= 7152.070 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6339.415 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6339.415 + 3397.920)

= 7789.868 kN ≥ Vu(= 7152.070 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 660.670 x 1000000 / [21832.900 x (1705.905 - 414.305/3)]

= 19.301 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x1705.9/(7x21832.900)]

= 414.305 mm

사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 383.1 mm)

1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 339.00 - 29/2 = 324.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 19.30) - 2.5 x 324.50 = 3268.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 19.30) = 3264.06 mm

Sa는 작은 값인 3264.06 mm 를 적용

S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 3264.06 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.011 (78.04/7322.54) < 2d(=3.500) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2802.83	1705.91	7322.54	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2300.00 x 1705.90

= 13591.682 kN ≥ Vu(= 7322.544 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2300.00 x 1705.90 = 2718.336 kN

< Vu (= 7322.544 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1437.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=862.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6339.415 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6339.415 + 3397.920)

= 7789.868 kN ≥ Vu(= 7322.544 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 790.625 x 1000000 / [21832.900 x (1705.905 - 414.305/3)]

= 23.098 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21832.900/2300.0 + 7x21832.900/2300.0 x √[(1 + 2x2300.0x1705.9/(7x21832.900)]

= 414.305 mm

사용철근량 = 21832.9 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

2단 : H25 - 19.0 EA (= 9627.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.10) - 2.5 x 85.50 = 3195.69 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 23.10) = 2727.55 mm

Sa는 작은 값인 2727.55 mm 를 적용

S = 2300.00 / 19.0 EA = 121.05 ≤ Sa (= 2727.55 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-10981.335	-15227.823	1539.036	1539.036	0.000	-0.00297	축력최대
UL004	-10981.335	-10753.273	6883.732	13912.842	-938.169	0.02180	모멘트최대
UL022	-8447.181	-8271.748	5820.558	11827.538	1062.600	0.01332	탄성설계
UL022	-8447.181	-8271.748	3087.231	5089.558	1062.600	0.01332	소성설계
UE026	-7602.463	-7391.944	5838.043	12326.452	-866.003	0.01912	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	O.K	52583.482	15227.823	1539.036	3.453	O.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	O.K	14810.376	10753.273	14298.913	1.377	O.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	O.K	16773.183	8271.748	11959.088	2.028	O.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	O.K	11575.299	7391.944	12539.626	1.566	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15227.823	1539.036	101.067

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15227.823 x -0.00297 / (-0.000 x 9.375)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 10.239 / 0.500

= 43.004 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 10.239 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 1539.036

= 1539.036 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 1539.036

= 1539.036 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1008999.669 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 101.067 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2089.191 mm, a = k1 x c = 1775.812 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2948458.941 = 67667.133 kN

∑Csi = 14542.949 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 67667.133 + 14542.949 - 0.000 = 82210.081 kN

Mn = Cc x 944.751 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8308.066 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=101.059)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2089.191 mm, a = k1 x c = 1775.812 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2089.19) / 2089.19 = -0.00027

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN < Pn = 82210.081 kN

ΦPn = 0.70 x 75119.259 = 52583.482 kN ≥ Pu = 15227.823 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.101 = 5314.474 kN.m ≥ Mu = 1539.036 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10753.273	14298.913	1329.727

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10753.273 x 0.02180 / (-938.169 x 9.375)

= 0.027

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 10.239 / 0.500

= 43.004 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 10.239 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.027)

= 1.028

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.028 x 6883.732

= 7074.750 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.028 x 13912.842

= 14298.913 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 712514.776 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1329.727 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 820.034 mm, a = k1 x c = 697.029 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 974291.742 = 22359.995 kN

∑Csi = 6981.050 kN, ∑Tsi = 10771.122 kN

Pn = 22359.995 + 6981.050 - 10771.122 = 18569.923 kN

Mn = Cc x 940.792 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24692.815 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1329.721)| = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 820.034 mm, a = k1 x c = 697.029 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-820.03) / 820.03 = 0.00395

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.798

㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 18569.923 kN

ΦPn = 0.80 x 18569.923 = 14810.376 kN ≥ Pu = 10753.273 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.330 = 19693.750 kN.m ≥ Mu = 14298.913 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8271.748	11959.088	1445.775

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 8271.748 \times 0.01332 / (1062.600 \times 9.375)$

$= 0.011$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 10.239 / 0.500$

$= 43.004 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 10.239 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.011)$

$= 1.011$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.011 \times 5820.558$

$= 5885.296$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.011 \times 11827.538$

$= 11959.088$ kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 548088.259 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1445.775 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 787.042 mm, a = k1 x c = 668.986 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 921097.939 = 21139.198 kN

∑Csi = 6783.589 kN, ∑Tsi = 11149.604 kN

Pn = 21139.198 + 6783.589 - 11149.604 = 16773.183 kN

Mn = Cc x 942.668 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24250.248 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1445.775)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 16773.183 kN

ΦPn = 1.00 x 16773.183 = 16773.183 kN ≥ Pu = 8271.748 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.446 = 24250.251 kN.m ≥ Mu = 11959.088 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7391.944	12539.626	1696.391

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 7391.944 \times 0.01912 / (-866.003 \times 9.375)$

$= 0.017$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 10.239 / 0.500$

$= 43.004 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 10.239 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.017)$

$= 1.017$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.017 \times 5838.043$

$= 5939.006$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.017 \times 12326.452$

$= 12539.626$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 3141592.65$ mm² , $Ast = 57816.00$ mm² , $Puse = 0.01840$

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 489792.208$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1696.391 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 731.606 mm, a = k1 x c = 621.865 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 832985.719 = 19117.022 kN

∑Csi = 6440.134 kN, ∑Tsi = 11769.721 kN

Pn = 19117.022 + 6440.134 - 11769.721 = 13787.435 kN

Mn = Cc x 945.938 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23388.902 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1696.393)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 731.606 mm, a = k1 x c = 621.865 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-731.61) / 731.61 = 0.00479

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0048-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.840

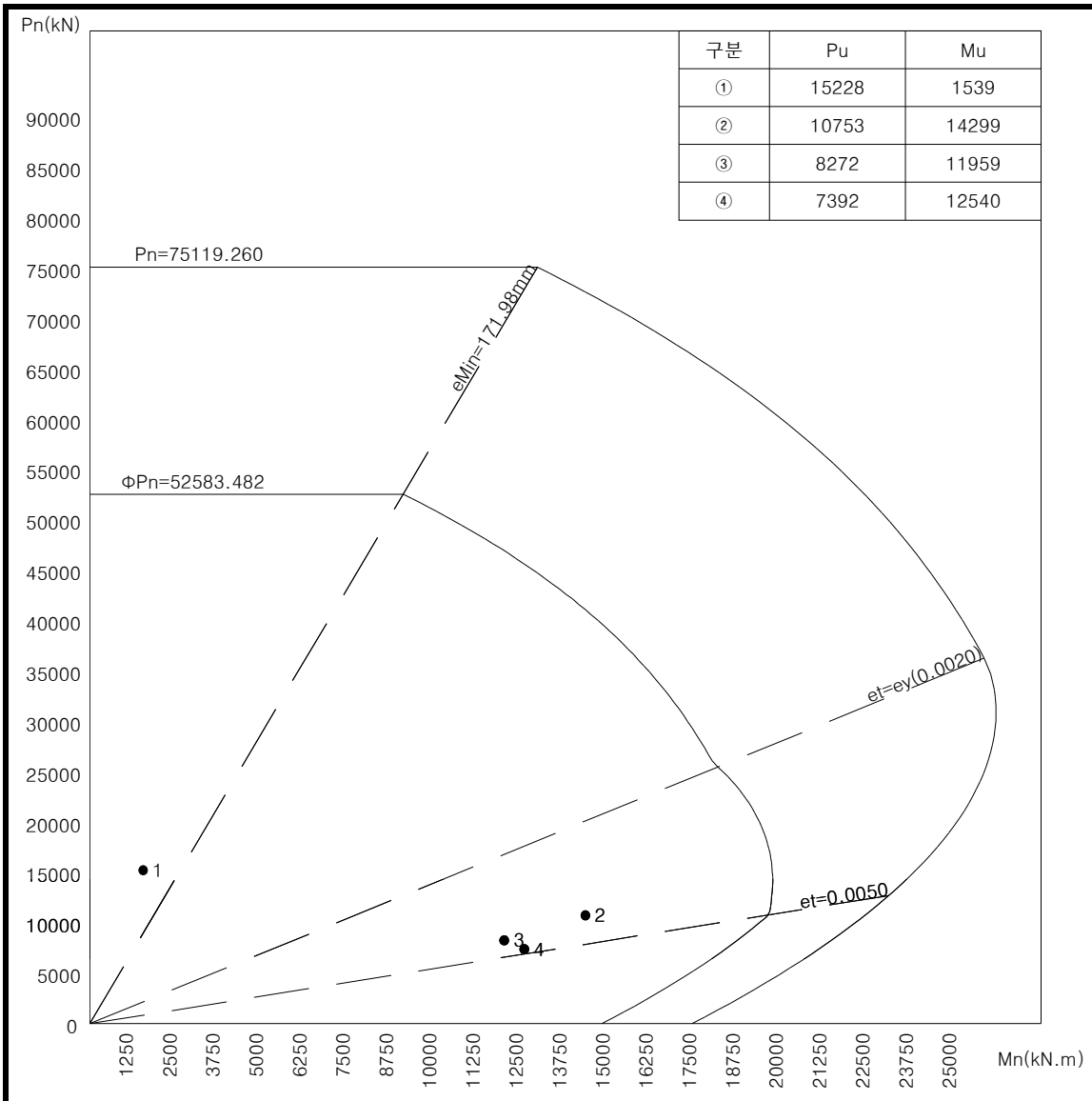
㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 13787.435 kN

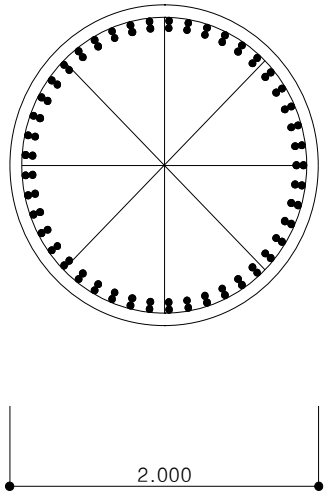
ΦPn = 0.84 x 13787.435 = 11575.299 kN ≥ Pu = 7391.944 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.696 = 19636.231 kN.m ≥ Mu = 12539.626 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	15228	1539
②	10753	14299
③	8272	11959
④	7392	12540



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1885.263 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 57816.000 mm²
Puse = 0.01840
1단 : H29-45Ea
2단 : H29-45Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-10981.335	-15227.823	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-10558.976	-10339.686	2907.238	10624.183	1029.844	0.01495	모멘트최대
ULB22	-8447.181	-8271.748	3620.160	11162.550	1206.180	0.01000	탄성설계
ULB22	-8447.181	-8271.748	1206.720	3720.850	1206.180	0.01000	소성설계
UEB14	-8024.822	-7805.531	2907.238	10624.183	1029.844	0.01495	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	O.K	52583.482	15227.823	0.000	3.453	O.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	O.K	18658.892	10339.686	10796.934	1.805	O.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	O.K	18086.687	8271.748	11241.239	2.187	O.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	O.K	14298.565	7805.531	10753.222	1.832	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15227.823	0.000	0.000

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1008999.669 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 0.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 7069.735 mm, a = k1 x c = 6009.274 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3141936.858 = 72107.451 kN

∑Csi = 21799.523 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 72107.451 + 21799.523 - 0.000 = 93906.974 kN

Mn = Cc x 3004.637 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = -0.000 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=-0.000)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 7069.735 mm, a = k1 x c = 6009.274 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-7069.73) / 7069.73 = -0.00219

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN < Pn = 93906.974 kN

ΦPn = 0.70 x 75119.259 = 52583.482 kN ≥ Pu = 15227.823 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 0.000 kN.m ≥ Mu = 0.000 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10339.686	10796.934	1044.223

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10339.686 x 0.01495 / (1029.844 x 9.375)

= 0.016

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 10.239 / 0.500

= 43.004 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 10.239 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.016)

= 1.016

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.016 x 2907.238

= 2954.510 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.016 x 10624.183

= 10796.934 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 685110.390 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1044.223 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 930.301 mm, a = k1 x c = 790.756 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1155424.884 = 26517.001 kN

∑Csi = 7639.769 kN, ∑Tsi = 9487.196 kN

Pn = 26517.001 + 7639.769 - 9487.196 = 24669.574 kN

Mn = Cc x 934.929 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25760.610 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1044.226)| = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 930.301 mm, a = k1 x c = 790.756 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-930.30) / 930.30 = 0.00313

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.76 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0031-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.756

㉵ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 24669.574 kN

ΦPn = 0.76 x 24669.574 = 18658.892 kN ≥ Pu = 10339.686 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.044 = 19484.037 kN.m ≥ Mu = 10796.934 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8271.748	11241.239	1358.992

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 8271.748 x 0.01000 / (1206.180 x 9.375)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 10.239 / 0.500

= 43.004 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 10.239 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.007)

= 1.007

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.007 x 3620.160

= 3645.680 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.007 x 11162.550

= 11241.239 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 548088.259 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉲ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1358.992 mm)

㉳ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 810.982 mm, a = k1 x c = 689.334 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 959644.105 = 22023.832 kN

∑Csi = 6936.430 kN, ∑Tsi = 10873.575 kN

Pn = 22023.832 + 6936.430 - 10873.575 = 18086.687 kN

Mn = Cc x 941.302 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24579.801 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1359.000)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 18086.687 kN

ΦPn = 1.00 x 18086.687 = 18086.687 kN ≥ Pu = 8271.748 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.359 = 24579.661 kN.m ≥ Mu = 11241.239 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7805.531	10753.222	1377.641

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 7805.531 x 0.01495 / (1029.844 x 9.375)

= 0.012

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 10.239 / 0.500

= 43.004 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.500 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 10.239 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.012)

= 1.012

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.012 x 2907.238

= 2942.549 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.012 x 10624.183

= 10753.222 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 517196.594 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1377.641 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 805.516 mm, a = k1 x c = 684.689 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 950818.921 = 21821.294 kN

∑Csi = 6902.335 kN, ∑Tsi = 10935.151 kN

Pn = 21821.294 + 6902.335 - 10935.151 = 17788.478 kN

Mn = Cc x 941.611 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24506.205 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1377.645)| = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 805.516 mm, a = k1 x c = 684.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-805.52) / 805.52 = 0.00408

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0041-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.804

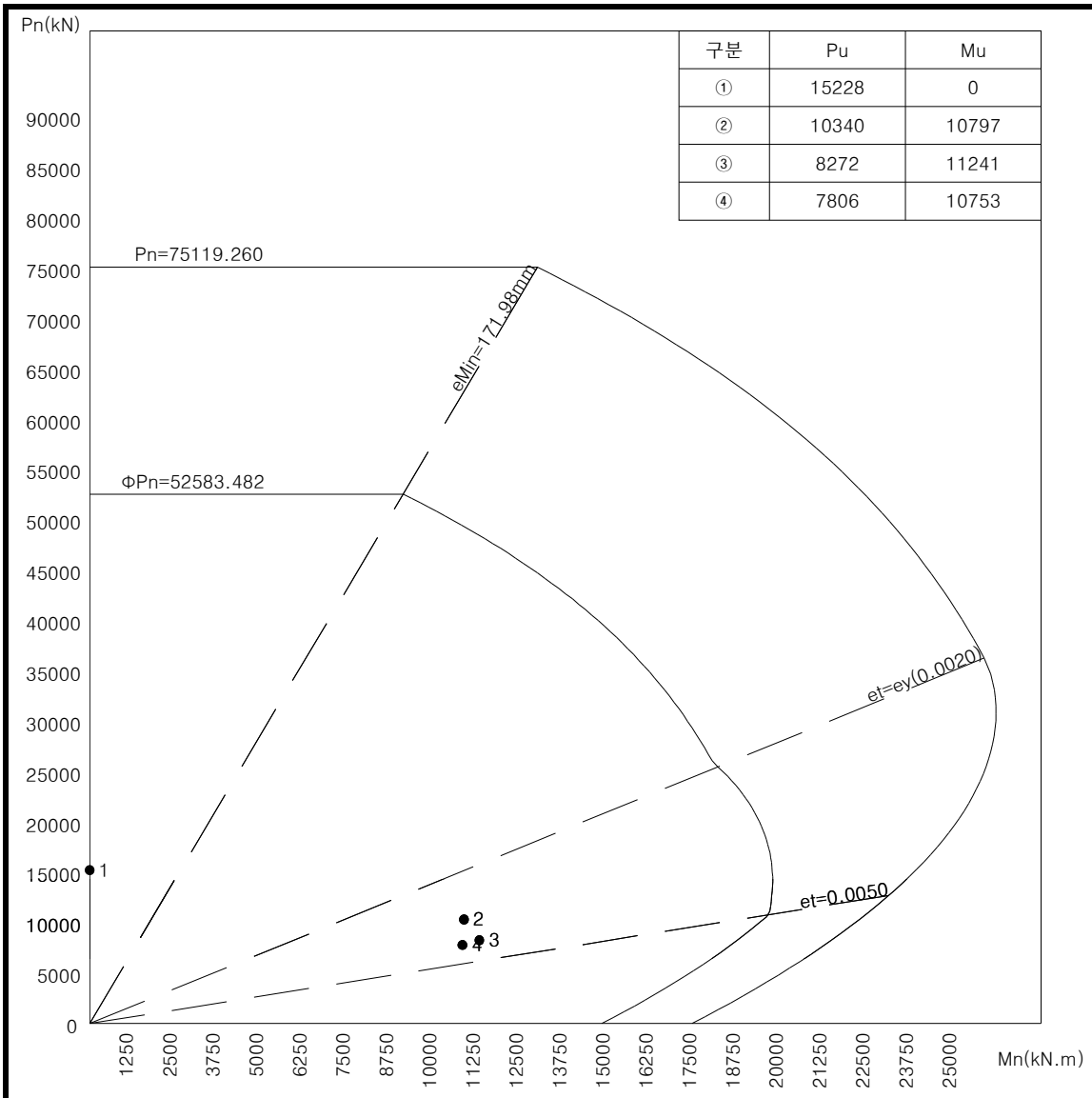
㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 17788.478 kN

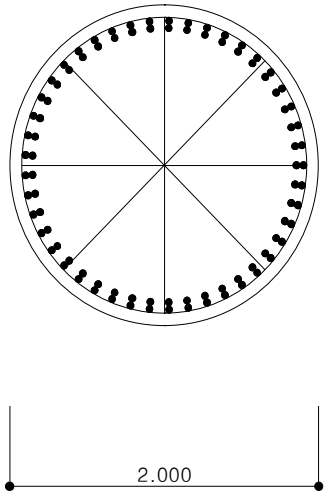
ΦPn = 0.80 x 17788.478 = 14298.565 kN ≥ Pu = 7805.531 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.378 = 19698.293 kN.m ≥ Mu = 10753.222 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	15228	0
②	10340	10797
③	8272	11241
④	7806	10753



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1885.263 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 57816.000 mm²
Puse = 0.01840
1단 : H29-45Ea
2단 : H29-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-15227.823	0.000	1539.036	1539.036	축력최대
UL14	-10339.686	10796.934	13734.838	17470.534	모멘트최대
UL22	-8271.748	4448.696	11959.088	12759.729	탄성설계
UL22	-8271.748	4448.696	11959.088	12759.729	소성설계
UE14	-7805.531	10753.222	13097.314	16946.132	편심최대
UL04	-10753.273	613.651	14298.913	14312.074	모멘트최대
UE26	-7391.944	564.159	12539.626	12552.310	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 4399.760 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 4399.760 x 1.011 = 4448.696 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=4399.760) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	O.K	52583.482	15227.823	1539.036	3.453	O.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	O.K	11622.906	10339.686	17470.534	1.124	O.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	O.K	15493.040	8271.748	12759.729	1.873	O.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	O.K	8671.772	7805.531	16946.132	1.111	O.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	O.K	14796.886	10753.273	14312.074	1.376	O.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	O.K	11563.209	7391.944	12552.310	1.564	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15227.823	1539.036	101.067

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1008999.669 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 101.067 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2089.191 mm, a = k1 x c = 1775.812 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2948458.941 = 67667.133 kN

∑Csi = 14542.949 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 67667.133 + 14542.949 - 0.000 = 82210.081 kN

Mn = Cc x 944.751 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8308.066 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=101.059)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2089.191 mm, a = k1 x c = 1775.812 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2089.19) / 2089.19 = -0.00027

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN < Pn = 82210.081 kN

ΦPn = 0.70 x 75119.259 = 52583.482 kN ≥ Pu = 15227.823 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.101 = 5314.474 kN.m ≥ Mu = 1539.036 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=51.829도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10339.686	17470.534	1689.658

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 685110.390 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1689.658 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 732.855 mm, a = k1 x c = 622.927 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 834952.781 = 19162.166 kN

∑Csi = 6448.722 kN, ∑Tsi = 11755.787 kN

Pn = 19162.166 + 6448.722 - 11755.787 = 13855.101 kN

Mn = Cc x 945.863 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23410.381 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1689.658)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 732.855 mm, a = k1 x c = 622.927 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-732.86) / 732.86 = 0.00478

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0048-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.839

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 13855.101 kN

ΦPn = 0.84 x 13855.101 = 11622.906 kN ≥ Pu = 10339.686 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.690 = 19638.737 kN.m ≥ Mu = 17470.534 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=69.595도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8271.748	12759.729	1542.567

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 548088.259 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1542.567 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 763.512 mm, a = k1 x c = 648.985 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 883493.415 = 20276.174 kN

∑Csi = 6624.020 kN, ∑Tsi = 11407.154 kN

Pn = 20276.174 + 6624.020 - 11407.154 = 15493.040 kN

Mn = Cc x 944.039 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23898.905 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1542.558)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 15493.040 kN

ΦPn = 1.00 x 15493.040 = 15493.040 kN ≥ Pu = 8271.748 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.543 = 23899.058 kN.m ≥ Mu = 12759.729 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=50.613도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7805.531	16946.132	2171.042

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 517196.594 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 2171.042 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 664.565 mm, a = k1 x c = 564.881 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 728881.171 = 16727.823 kN

∑Csi = 5999.311 kN, ∑Tsi = 12525.050 kN

Pn = 16727.823 + 5999.311 - 12525.050 = 10202.084 kN

Mn = Cc x 950.080 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22149.125 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2171.039)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 664.565 mm, a = k1 x c = 564.881 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-664.57) / 664.57 = 0.00558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 10202.084 kN

ΦPn = 0.85 x 10202.084 = 8671.772 kN ≥ Pu = 7805.531 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.171 = 18826.777 kN.m ≥ Mu = 16946.132 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=87.543도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10753.273	14312.074	1330.951

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 712514.776 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1330.951 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 819.666 mm, a = k1 x c = 696.716 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 973694.622 = 22346.292 kN

∑Csi = 6978.470 kN, ∑Tsi = 10775.388 kN

Pn = 22346.292 + 6978.470 - 10775.388 = 18549.374 kN

Mn = Cc x 940.813 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24688.200 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1330.945)| = 0.0053 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 819.666 mm, a = k1 x c = 696.716 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-819.67) / 819.67 = 0.00395

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.798

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 18549.374 kN

ΦPn = 0.80 x 18549.374 = 14796.886 kN ≥ Pu = 10753.273 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.331 = 19693.923 kN.m ≥ Mu = 14312.074 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=87.424도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7391.944	12552.310	1698.107

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 57816.00 mm² , Puse = 0.01840

- 1단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 45EA (As=28908.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0184) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 489792.208 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1131.158 mm, ab = k1 x cb = 961.484 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1493840.504 = 34283.640 kN, ∑Csi = 8763.589 kN, ∑Tsi = 6718.202 kN

Pb = 34283.640 + 8763.589 - 6718.202 = 36329.026 kN

Mb = Cc x 926.066 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25798.900 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 710.146 mm, e = Mu/Pu = 1698.107 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 731.289 mm, a = k1 x c = 621.595 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 832487.024 = 19105.577 kN

∑Csi = 6437.952 kN, ∑Tsi = 11773.263 kN

Pn = 19105.577 + 6437.952 - 11773.263 = 13770.266 kN

Mn = Cc x 945.957 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23383.446 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1698.111)| = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 731.289 mm, a = k1 x c = 621.595 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-731.29) / 731.29 = 0.00479

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0048-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.840

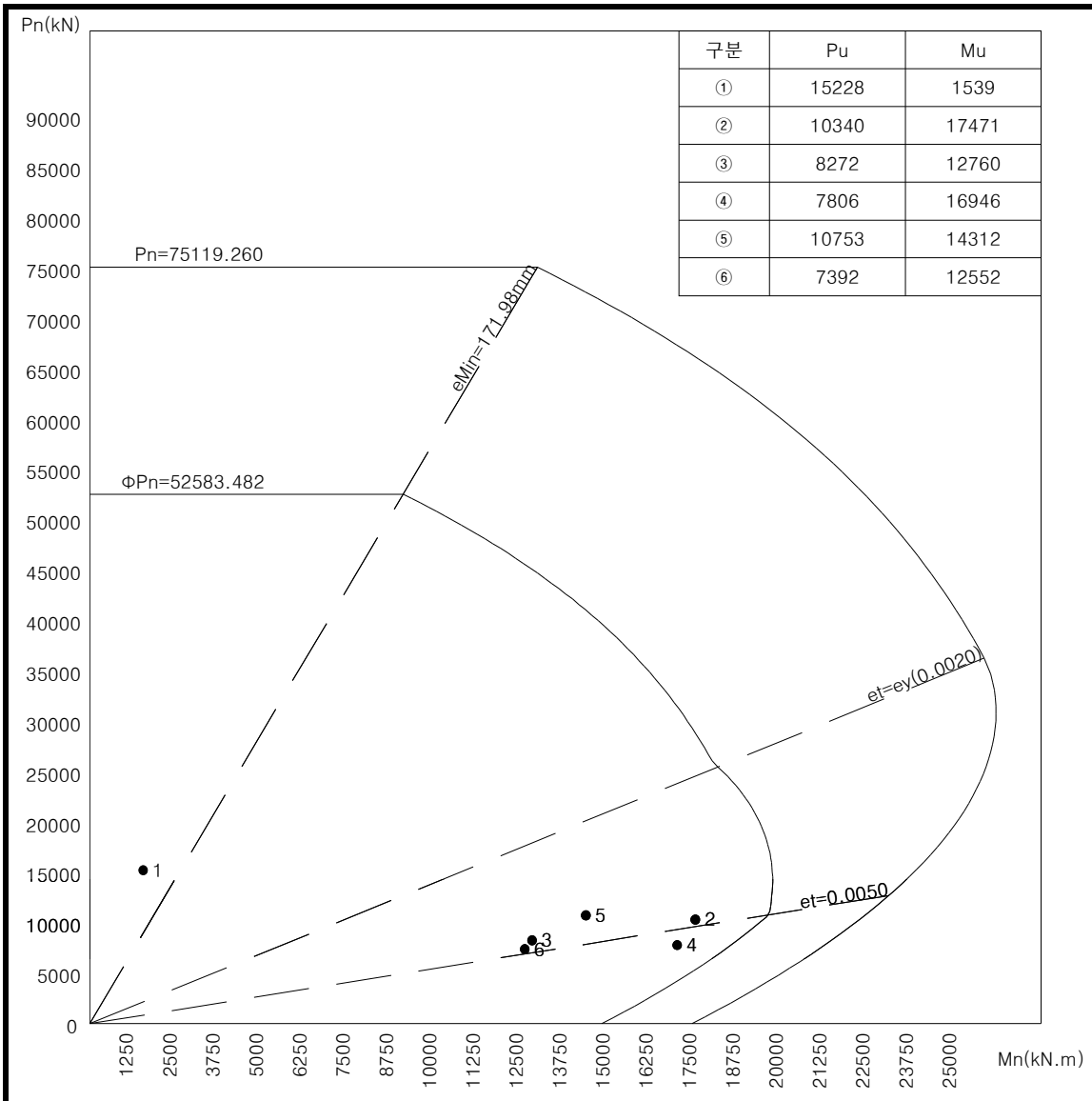
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 75119.259 kN ≥ Pn = 13770.266 kN

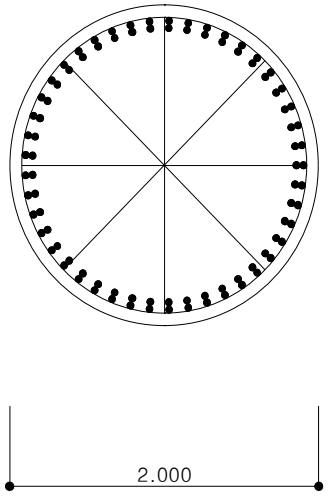
ΦPn = 0.84 x 13770.266 = 11563.209 kN ≥ Pu = 7391.944 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.698 = 19635.564 kN.m ≥ Mu = 12552.310 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	15228	1539
②	10340	17471
③	8272	12760
④	7806	16946
⑤	10753	14312
⑥	7392	12552



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1885.263 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

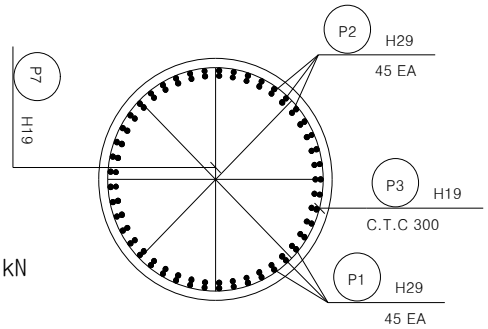
▣ 사용 철근

Ast = 57816.000 mm²
Puse = 0.01840
1단 : H29-45Ea
2단 : H29-45Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB14 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V = 1029.844 kN
교축직각방향	V = 0.000 kN
합성전단력	V = 1029.844 kN
축방향력	P = 10339.686 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 1029.844 / 0.80 = 1287.305 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2000.000 mm d' = 114.737 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 560.275 mm

d = h/2 + Zs

= 2000.000/2 + 560.275

= 1560.275 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 10339.686 x 1000 / (14 x 3141592.654) } x √27.0
x 2000.000 x 1560.275

= 3337.793 kN

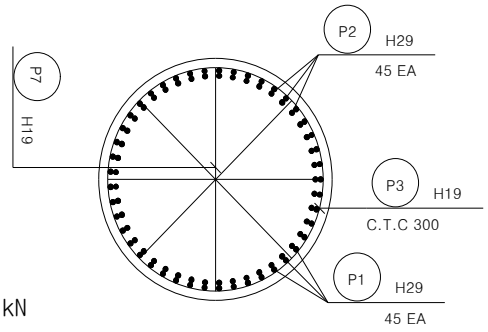
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1668.896 kN ≥ Vn ≤ Vc = 3337.793 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX,『기둥부재력 집계』참조

교축방향	V =	1206.180 kN
교축직각방향	V =	452.230 kN
합성전단력	V =	1288.170 kN
축방향력	P =	8271.748 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1288.170 / 1.00 = 1288.170 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2000.000 mm d' = 114.737 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 560.275 mm

d = h/2 + Zs

= 2000.000/2 + 560.275

= 1560.275 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x { 10 x Pu / x (√fck x Ag) } x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 10 + 8271.748 x 1000 / (√27.0 x 3141592.654) }

x { 1 + 8271.748 / (14 x 3141592.654) } x √27.0 x 2000.000 x 1560.275

= 3131.031 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1565.515 kN > Vn = 1288.170 kN ∴ 전단철근 불필요

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 7500.0 / 6 = 1250.0 ㎜
∴ 2000.0 ㎜ = 2.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 ㎜
∴ 174.0 ㎜ = 0.174 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1000.0 ㎜
∴ 1000.0 ㎜ = 1.000 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 500.0 ㎜ = 0.500 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	10352.934	428.334	5433.075	13540.434	57546.844	6289.744	축력최대
SV004	8271.748	721.669	10702.186	11459.248	48701.804	12145.523	모멘트최대
SV026	8271.748	721.669	10702.186	11459.248	48701.804	12145.523	편심최대
SV022	8271.748	1062.600	11827.538	11459.248	48701.804	13952.738	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 8.500 x 2.000 x 25.000 = 3187.500 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.500 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	57546.844	6289.744	13540.434	9.149	0.465	1.417	O.K
SV004	48701.804	12145.523	11459.248	4.010	1.060	1.417	O.K
SV026	48701.804	12145.523	11459.248	4.010	1.060	1.417	O.K
SV022	48701.804	13952.738	11459.248	3.490	1.218	2.833	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	13540.434	8124.260	428.334	18.967	1.500	O.K
SV004	11459.248	6875.549	721.669	9.527	1.500	O.K
SV026	11459.248	6875.549	721.669	9.527	1.500	O.K
SV022	11459.248	6875.549	1062.600	6.470	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	13540.434	51257.101	0.465	282.043	142.755	765.000	O.K
SV004	11459.248	36556.280	1.060	314.236	45.270	765.000	O.K
SV026	11459.248	36556.280	1.060	314.236	45.270	765.000	O.K
SV022	11459.248	34749.066	1.218	334.247	25.259	1147.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV004, SV026, SV022

※ 허용지지력은 『지반조사보고서』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『지반조사보고서』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(7.500 x 8.500) / 0.3)^-¾) = 284.482 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 8.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

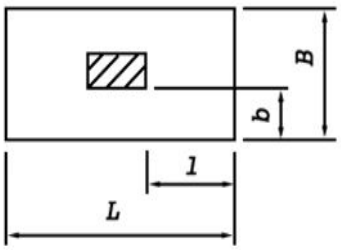
β = ⁴ √{(3 x 284.482) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.044 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.750,3.250) = 3.250

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.250

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.250



βλ = 0.044 x 3.250 = 0.144 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	15227.823	0.000	-1539.036	19371.573	82329.185	1539.036	축력최대
UL004	10753.273	938.169	13912.842	14897.023	63312.348	15789.181	모멘트최대
UE026	7391.944	866.003	12326.452	10260.694	43607.949	14058.457	편심최대
UL022	8271.748	1062.600	11827.538	11459.248	48701.804	13952.738	지진시
SV005	10352.934	428.334	5433.075	13540.434	57546.844	6289.744	축력최대
SV004	8271.748	721.669	10702.186	11459.248	48701.804	12145.523	모멘트최대
SV026	8271.748	721.669	10702.186	11459.248	48701.804	12145.523	편심최대
SV022	8271.748	1062.600	11827.538	11459.248	48701.804	13952.738	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 8.500 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.500 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	19371.573	80790.149	0.079	2406.818	2151.199	8.500
UL004	14897.023	47523.167	1.060	3063.803	441.379	8.500
UE026	10260.694	29549.492	1.370	2374.625	39.656	8.500
UL022	11459.248	34749.066	1.218	2506.852	189.442	8.500
SV005	13540.434	51257.101	0.465	2115.324	1070.661	8.500
SV004	11459.248	36556.280	1.060	2356.772	339.522	8.500
SV026	11459.248	36556.280	1.060	2356.772	339.522	8.500
SV022	11459.248	34749.066	1.218	2506.852	189.442	8.500

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

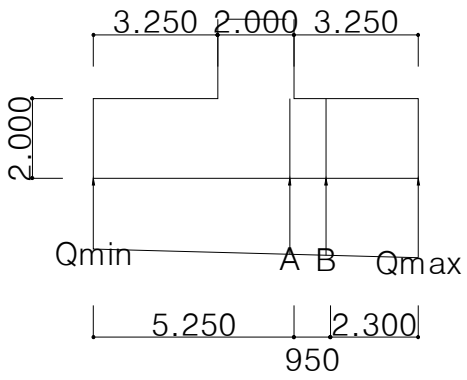
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV004, SV026, SV022, UL001, UL004, UE026, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.300 x 2.000 x 7.500 x 25.000 = 862.500 kN

Ma = 3.364 x 2.000 x 7.500 x 25.000 x 3.364/2 = 2121.843 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 3.364² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 3.364² x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	2115.324	1701.883	1832.650	4540.170	11189.244	3677.670	9067.401
SV004	2356.772	1558.415	1810.928	4792.854	11829.432	3930.354	9707.589
SV026	2356.772	1558.415	1810.928	4792.854	11829.432	3930.354	9707.589
SV022	2506.852	1589.703	1879.788	5044.636	12454.570	4182.136	10332.727

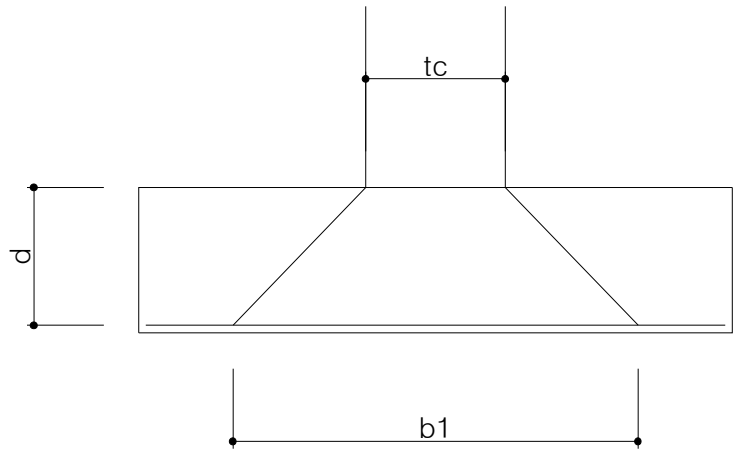
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	2406.818	2305.653	2337.650	5456.139	13427.567	4334.889	10669.171
UL004	3063.803	2025.940	2354.206	6230.711	15378.263	5109.461	12619.867
UE026	2374.625	1450.527	1742.810	4735.050	11693.290	3958.800	9783.632
UL022	2506.852	1589.703	1879.788	5044.636	12454.570	4182.136	10332.727

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 5800.00 mm

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.
나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 13959.652 ㎟ , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 8.500/7.500 = 1.133)
As,m = 2 / (1 + 1.133) x 139.597 = 13087.173 ㎟
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 18225.579 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D22 - 69EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7500.00	2000.00	1900.00	100.00	12619.87	5109.46

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 29895.300 x 400.00 = 11958120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7500.000 = 172125.000 x a

T = C 이므로, a = 69.473 mm, c = 69.473 / β1 = 69.473 / 0.85 = 81.733 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 81.733) / 81.733 = 0.06674

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 19774.534 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 29895.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.512]

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7500.0 x 1200.0 = 13500.000 mm²

As,req = 19774.534 mm²

ρmin = Max(19774.534, 13500.000) / bd = 0.00139

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00210

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 69.473 mm

ΦMn = 0.85 x 29895.300 x 400 x (1900.00 - a/2) = 18959.286 kN.m

≥ Mu (= 12619.867 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.502]

* 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7500.00 x 1900.00 = 9872.690 kN

≥ Vu (= 5109.461 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H22 - 69 EA

    H22 - 35 EA = 40258.400 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8500.0 = 25500.0 ㎟ < 40258.4 ㎟

    (40258.400 / 8.500) = 4736.282 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H22 - 35 EA = 13548.500 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 13548.500 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9707.589 x 1000000 / [29895.300 x (1900.000 - 298.911/3)]

  = 180.363 MPa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x29895.300/7500.0 + 7x29895.300/7500.0 x √[(1 + 2x7500.0x1900.0/(7x29895.300)]

  = 298.911 mm

  사용철근량 = 29895.3 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 180.36) - 2.5 x 87.50 = 217.87 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 180.36) = 349.29 mm

  Sa는 작은 값인 217.87 mm 를 적용

  S = 7500.00 / 59.0 EA = 127.12 ≤ Sa (= 217.87 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	10352.934	798.184	-8266.631	13540.434	50776.627	6670.264	축력최대
SVB14	8271.748	823.875	-8499.347	11459.248	42972.180	6851.596	모멘트최대
SVB14	8271.748	823.875	-8499.347	11459.248	42972.180	6851.596	편심최대
SVB22	8271.748	1206.180	11162.550	11459.248	42972.180	13574.910	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.500 \times 8.500 \times 2.000 \times 25.000 = 3187.500$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.500$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB16	50776.627	6670.264	13540.434	7.612	0.493	1.250	O.K
SVB14	42972.180	6851.596	11459.248	6.272	0.598	1.250	O.K
SVB14	42972.180	6851.596	11459.248	6.272	0.598	1.250	O.K
SVB22	42972.180	13574.910	11459.248	3.166	1.185	2.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$S.F = Mr/Mo \geq 2.00$ (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB16	13540.434	8124.260	798.184	10.178	1.500	O.K
SVB14	11459.248	6875.549	823.875	8.345	1.500	O.K
SVB14	11459.248	6875.549	823.875	8.345	1.500	O.K
SVB22	11459.248	6875.549	1206.180	5.700	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB16	13540.434	44106.364	0.493	296.104	128.694	765.000	O.K
SVB14	11459.248	36120.583	0.598	265.734	93.772	765.000	O.K
SVB14	11459.248	36120.583	0.598	265.734	93.772	765.000	O.K
SVB22	11459.248	29397.270	1.185	350.105	9.401	1147.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB16, SVB14, SVB14, SVB22

※ 허용지지력은 『지반조사보고서』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『지반조사보고서』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	15227.823	0.000	0.000	19371.573	72643.399	0.000	축력최대
ULB14	10339.686	1029.844	-10624.183	14324.061	53715.229	8564.495	모멘트최대
UEB14	7805.531	1029.844	-10624.183	10833.656	40626.210	8564.495	편심최대
ULB22	8271.748	1206.180	11162.550	11459.248	42972.180	13574.910	지진시
SVB16	10352.934	798.184	-8266.631	13540.434	50776.627	6670.264	축력최대
SVB14	8271.748	823.875	-8499.347	11459.248	42972.180	6851.596	모멘트최대
SVB14	8271.748	823.875	-8499.347	11459.248	42972.180	6851.596	편심최대
SVB22	8271.748	1206.180	11162.550	11459.248	42972.180	13574.910	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.500 x 8.500 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.500 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	19371.573	72643.399	0.000	2582.876	2582.876	7.500
ULB14	14324.061	45150.734	0.598	2823.421	996.329	7.500
UEB14	10833.656	32061.715	0.791	2358.034	530.941	7.500
ULB22	11459.248	29397.270	1.185	2975.890	79.909	7.500
SVB16	13540.434	44106.364	0.493	2516.886	1093.896	7.500
SVB14	11459.248	36120.583	0.598	2258.737	797.063	7.500
SVB14	11459.248	36120.583	0.598	2258.737	797.063	7.500
SVB22	11459.248	29397.270	1.185	2975.890	79.909	7.500

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

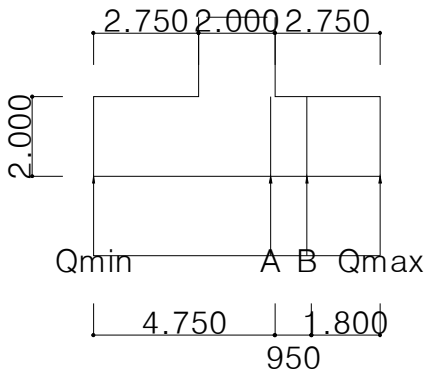
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, SVB22, ULB01, ULB14, UEB14, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 2.000 x 8.500 x 25.000 = 765.000 kN

Ma = 2.864 x 2.000 x 8.500 x 25.000 x 2.864/2 = 1743.030 kN.m

㉯ 지반반력에 의한 단면력

Ma = Qa x 2.864^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.864^2 x 2/3

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB16	2516.886	1973.494	2175.368	4223.029	9579.511	3458.029	7836.481
SVB14	2258.737	1700.572	1907.935	3750.004	8500.582	2985.004	6757.552
SVB14	2258.737	1700.572	1907.935	3750.004	8500.582	2985.004	6757.552
SVB22	2975.890	1870.012	2280.855	4731.070	10693.036	3966.070	8950.006

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	2582.876	2582.876	2582.876	4649.178	10593.017	3654.678	8327.077
ULB14	2823.421	2125.715	2384.919	4687.506	10625.728	3731.256	8446.940
UEB14	2358.034	1660.328	1919.531	3849.809	8717.059	3123.059	7061.180
ULB22	2975.890	1870.012	2280.855	4731.070	10693.036	3966.070	8950.006

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8500.00	2000.00	1900.00	100.00	8950.01	3966.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 26709.900 x 400.00 = 10683960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8500.000 = 195075.000 x a

T = C 이므로, a = 54.768 mm, c = 54.768 / β1 = 54.768 / 0.85 = 64.433 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 64.433) / 64.433 = 0.08546

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 13959.652 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 26709.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.913]

1단 : H22 - 69.0 EA (= 26709.9 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8500.0 x 1200.0 = 15300.000 mm²

As,req = 13959.652 mm²

ρmin = Max(13959.652, 15300.000) / bd = 0.00095

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00165

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 54.768 mm

ΦMn = 0.85 x 26709.900 x 400 x (1900.00 - a/2) = 17005.909 kN.m

≥ Mu (= 8950.006 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.900]

* 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8500.00 x 1900.00 = 11189.048 kN

≥ Vu (= 3966.070 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 59 EA

    H25 - 30 EA = 45096.300 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7500.0 = 22500.0 ㎟ < 45096.3 ㎟

    (45096.300 / 7.500) = 6012.840 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 30 EA = 15201.000 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 15201.000 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 7836.481 \times 1000000 / [26709.900 \times (1900.000 - 267.952/3)]$

  $= 162.034$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x26709.900/8500.0 + 7x26709.900/8500.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8500.0x1900.0/(7x26709.900)]}$

  $= 267.952$ mm

  사용철근량 = 26709.9 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

  1단 : H22 - 69.0 EA (= 26709.9 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.03) - 2.5 x 89.00 = 263.51 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.03) = 388.81 mm

  Sa는 작은 값인 263.51 mm 를 적용

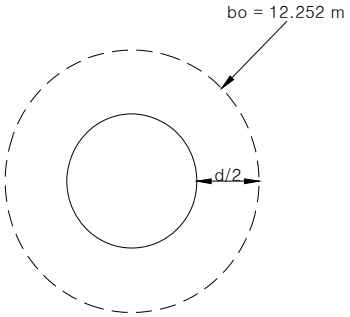
  S = 8500.00 / 69.0 EA = 123.19 ≤ Sa (= 263.51 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -15227.823 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 12.252 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x √(27) x 12.252 x 1.900
= 60481.134 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.900)/(2 · 12.252)) x √(27) x 12.252 x 1.900
= 82687.412 kN

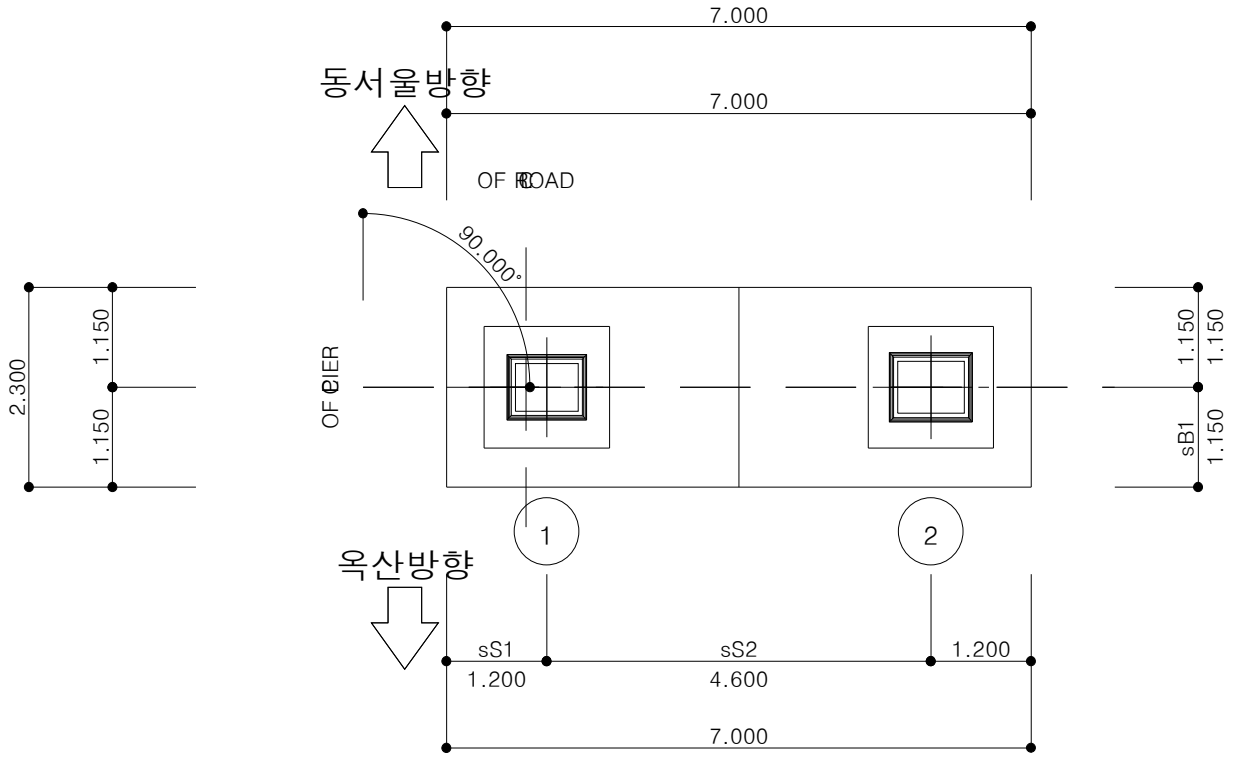
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 12.252 x 1.900
= 40320.756 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 40320.756 = 32256.605 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 45.000 = 425.000 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	425.000	550.000	750.000	875.000	O.K
2	425.000	595.000	795.000	852.500	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	5000.000	4583.058	O.K	681.000	432.340	O.K
SHOE 2	6000.000	5452.160	O.K	743.600	503.040	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	4583.058	325.068	321.970	1900.000	1750.000	
2	5452.160	378.226	372.654	1945.000	1795.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	6649.139	10838.800	O.K	6164.905	10064.600	O.K
2	7714.739	10838.800	O.K	7134.373	10064.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1805.931	14325.000	O.K	1788.722	14325.000	O.K
2	2101.253	14325.000	O.K	2070.301	14325.000	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 5452.160 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 3810.441 x 0.113 / 1.15 = 374.417 kN

  Hx2 = 503.040 / 1.33 = 378.226 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 378.226 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (9.170 / 4.340)] x 4.340 = 15.5 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 15.526 x 90.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 279.468 kN

  Hy2 = 495.630 / 1.33 = 372.654 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 372.654 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 595.000 mm b1y = 795.000 mm

b2x = 1150.000 mm b2y = 1200.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2300.000 mm < 5 x b1x = 2975.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2400.000 mm < 5 x b1y = 3975.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 595.000/2300.000) x 5452.160 x 10^3 /180.000

= 5613.486 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 795.000/2400.000) x 5452.160 x 10^3 /180.000

= 5064.073 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 378.226 x 10^3 / 180.000

= 2101.253 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 372.654 x 10^3 / 180.000

= 2070.301 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 595.000 + 1200.000 = 1795.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 795.000 + 1150.000 = 1945.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 5064.073 + 2070.301 = 7134.373 mm^2

Bxo = 1795.000 mm 범위내에서 H22 - 26 EA

As = 387.100 x 26 = 10064.600 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 5613.486 + 2101.253 = 7714.739 mm^2

Byo = 1945.000 mm 범위내에서 H22 - 28 EA

As = 387.100 x 28 = 10838.800 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 372.654 x 10^3 / 180.000 = 2070.301 ㎟

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

As = 286.500 x 24 + 286.500 x 26 = 14325.000 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 378.226 x 10^3 / 180.000 = 2101.253 ㎟

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

As = 286.500 x 24 + 286.500 x 26 = 14325.000 ㎟ ∴ O.K

내진해석

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 받침상수

3. 구조해석
   3.1 모델링
   3.2 전산 입력데이터

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 입력파형의 정의

6. 내진해석결과
   6.1 받침부재력
   6.2 기둥부재력

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : Steel Box 거더교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
4@45.00 = 180.00 m

1.3 교 폭 : 9.17 m

1.4 교각형식
T형 교각

1.5 교각기초형식 : 말뚝기초 + 직접기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 pp.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 pp.455)
(3) 지반계수 : S = 1.5 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 pp.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 에너지분산받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
비선형 시간이력 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
분포질량으로 입력

2. 단면특성

2.1 상부구조

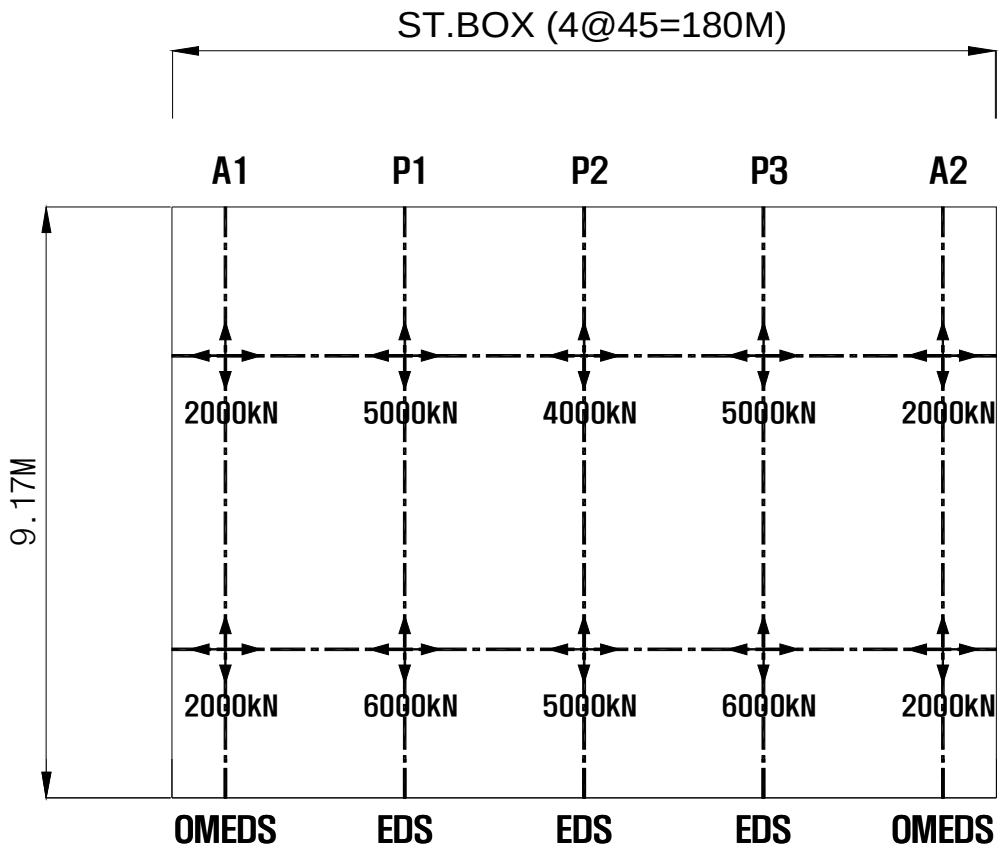
: 상부구조는 Steel Box 거더교로 이루어져 있으며 교폭은 9.17m이다.

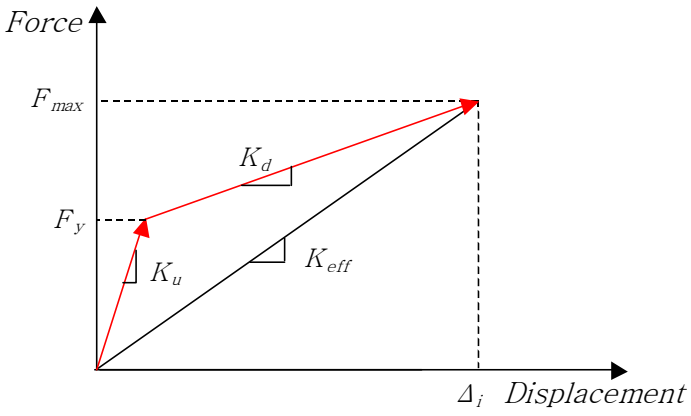
2.2 하부구조

: 하부구조는 T형 교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.

2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치





Characteristics of Bilinear Isolation Bearing

F_y = *Yield force*
F_{max} = *Maximum force*
K_d = *Post-elastic stiffness*
K_u = *Elastic stiffness*
K_{eff} = *Effective stiffness*
Δ_i = *Maximum bearing displacement*

3) 받침 특성치

```
* * SAP200 Non-Liner Link-PROPERTY
 NAME=OM2000   TYPE=Isolator1
  DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
  DOF=U2  KE=1787.2  CE=0  K=111700  YIELD=89.4  RATIO=0
  DOF=U3  KE=10543.6  CE=0  K=111700  YIELD=89.4  RATIO=.07871
 NAME=ED4000   TYPE=Isolator1
  DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
  DOF=U2  KE=9963.3  CE=0  K=232400  YIELD=185.9  RATIO=.03017
  DOF=U3  KE=12436.9  CE=0  K=232400  YIELD=185.9  RATIO=.03783
 NAME=ED5000   TYPE=Isolator1
  DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
  DOF=U2  KE=10809  CE=0  K=299000  YIELD=239.2  RATIO=.02345
  DOF=U3  KE=13481.6  CE=0  K=299000  YIELD=239.2  RATIO=.0294
 NAME=ED6000   TYPE=Isolator1
  DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
  DOF=U2  KE=11804  CE=0  K=377350  YIELD=301.9  RATIO=.01858
  DOF=U3  KE=14710.6  CE=0  K=377350  YIELD=301.9  RATIO=.0233
```

3) 받침 모델링

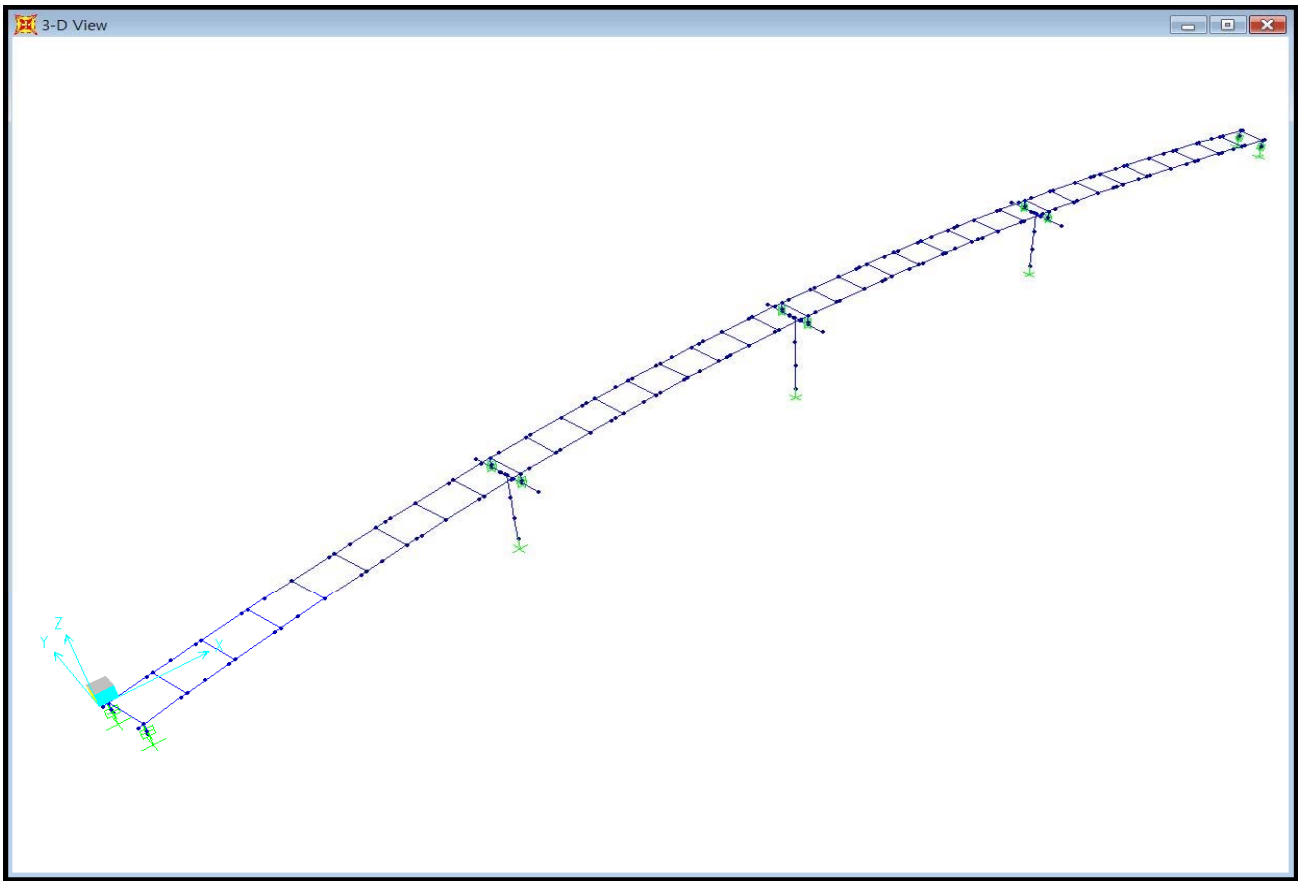
: SAP2000 Non-Liner Link를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

3. 구조해석

3.1 MODELING

오창 JCT RAMP-C교의 기본적인 모델링은 상부 및 하부구조물은 FRAME요소를 이용하였고,
하부구조와 상부구조를 연결하는 교량받침의 특성에 대해서 SAP2000에서 정의하는
NLLink 라는 요소를 사용하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 전산INPUT DATA

```
SYSTEM
  DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=4.245  Y=.941  Z=-.06
  3  X=9.133  Y=1.98  Z=-.135
  4  X=14.031  Y=2.971  Z=-.218
  5  X=18.94  Y=3.909  Z=-.306
  6  X=23.858  Y=4.791  Z=-.396
  7  X=28.787  Y=5.612  Z=-.485
  8  X=33.726  Y=6.369  Z=-.575
  9  X=38.675  Y=7.061  Z=-.664
  10  X=43.632  Y=7.688  Z=-.754
  11  X=48.597  Y=8.25  Z=-.844
  12  X=53.569  Y=8.746  Z=-.933
  13  X=58.547  Y=9.177  Z=-1.023
  14  X=63.53  Y=9.543  Z=-1.112
  15  X=68.518  Y=9.843  Z=-1.202
  16  X=73.509  Y=10.077  Z=-1.291
  17  X=78.503  Y=10.245  Z=-1.381
  18  X=83.498  Y=10.348  Z=-1.47
  19  X=88.495  Y=10.385  Z=-1.56
  20  X=93.491  Y=10.356  Z=-1.649
  21  X=98.487  Y=10.262  Z=-1.739
  22  X=103.481  Y=10.102  Z=-1.828
  23  X=108.473  Y=9.876  Z=-1.918
  24  X=113.461  Y=9.584  Z=-2.007
  25  X=118.445  Y=9.227  Z=-2.097
  26  X=123.424  Y=8.804  Z=-2.186
  27  X=128.397  Y=8.316  Z=-2.276
```

28 X=133.362 Y=7.762 Z=-2.365
29 X=138.321 Y=7.144 Z=-2.455
30 X=143.27 Y=6.459 Z=-2.544
31 X=148.21 Y=5.71 Z=-2.634
32 X=153.14 Y=4.896 Z=-2.723
33 X=158.059 Y=4.017 Z=-2.813
34 X=162.966 Y=3.074 Z=-2.902
35 X=167.86 Y=2.066 Z=-2.992
36 X=172.74 Y=.994 Z=-3.081
37 X=176.974 Y=.009 Z=-3.159
38 X=1.017 Y=-4.486 Z=-.23
39 X=5.223 Y=-3.554 Z=-.29
40 X=10.068 Y=-2.524 Z=-.365
41 X=14.92 Y=-1.543 Z=-.448
42 X=19.778 Y=-.614 Z=-.536
43 X=24.643 Y=.258 Z=-.626
44 X=29.514 Y=1.07 Z=-.715
45 X=34.393 Y=1.818 Z=-.805
46 X=39.282 Y=2.502 Z=-.894
47 X=44.179 Y=3.121 Z=-.984
48 X=49.084 Y=3.676 Z=-1.074
49 X=53.996 Y=4.166 Z=-1.163
50 X=58.913 Y=4.592 Z=-1.253
51 X=63.836 Y=4.953 Z=-1.342
52 X=68.763 Y=5.249 Z=-1.432
53 X=73.694 Y=5.481 Z=-1.521
54 X=78.628 Y=5.647 Z=-1.611
55 X=83.563 Y=5.748 Z=-1.7
56 X=88.499 Y=5.785 Z=-1.79
57 X=93.435 Y=5.757 Z=-1.879
58 X=98.37 Y=5.663 Z=-1.969
59 X=103.304 Y=5.505 Z=-2.058
60 X=108.235 Y=5.282 Z=-2.148
61 X=113.162 Y=4.994 Z=-2.237
62 X=118.086 Y=4.641 Z=-2.327
63 X=123.004 Y=4.223 Z=-2.416
64 X=127.917 Y=3.741 Z=-2.506
65 X=132.823 Y=3.194 Z=-2.595
66 X=137.721 Y=2.583 Z=-2.685
67 X=142.611 Y=1.907 Z=-2.774
68 X=147.491 Y=1.167 Z=-2.864
69 X=152.361 Y=.363 Z=-2.953
70 X=157.22 Y=-.505 Z=-3.043
71 X=162.068 Y=-1.437 Z=-3.132
72 X=166.902 Y=-2.433 Z=-3.222
73 X=171.723 Y=-3.493 Z=-3.311
74 X=175.898 Y=-4.464 Z=-3.389
75 X=0 Y=0 Z=-.8
76 X=43.632 Y=7.688 Z=-1.854
77 X=88.495 Y=10.385 Z=-2.66
78 X=133.362 Y=7.762 Z=-3.465
79 X=176.974 Y=.009 Z=-3.959
80 X=1.017 Y=-4.486 Z=-1.03
81 X=44.179 Y=3.121 Z=-2.084
82 X=88.499 Y=5.785 Z=-2.89
83 X=132.823 Y=3.194 Z=-3.695
84 X=175.898 Y=-4.464 Z=-4.189
85 X=0 Y=0 Z=-1.2
86 X=43.632 Y=7.688 Z=-2.254
87 X=88.495 Y=10.385 Z=-3.06
88 X=133.362 Y=7.762 Z=-3.865
89 X=176.974 Y=.009 Z=-4.359
90 X=1.017 Y=-4.486 Z=-1.43
91 X=44.179 Y=3.121 Z=-2.484
92 X=88.499 Y=5.785 Z=-3.29
93 X=132.823 Y=3.194 Z=-4.095
94 X=175.898 Y=-4.464 Z=-4.589
98 X=43.9055 Y=5.4045 Z=-12.368
99 X=88.497 Y=8.085 Z=-15.1771
J1 X=43.9055 Y=5.4045 Z=-2.369
J2 X=88.497 Y=8.085 Z=-3.175
J3 X=133.0925 Y=5.478 Z=-3.98
100 X=133.0925 Y=5.478 Z=-13.4759
101 X=88.49777 Y=7.197213 Z=-3.219389
102 X=43.3287 Y=10.2199 Z=-2.254
103 X=88.49623 Y=8.972778 Z=-3.130611
104 X=44.4823 Y=.589 Z=-2.484
105 X=43.9055 Y=5.4045 Z=-5.702
106 X=43.87403 Y=5.667289 Z=-2.355766
107 X=43.78641 Y=6.398839 Z=-2.318924
108 X=88.49613 Y=9.086636 Z=-3.124918
109 X=44.02459 Y=4.410161 Z=-2.419076
110 X=43.79995 Y=6.28579 Z=-2.324617
111 X=44.01105 Y=4.52321 Z=-2.413383
112 X=88.49787 Y=7.083363 Z=-3.225082
113 X=133.2099 Y=6.472551 Z=-3.929924
114 X=132.9751 Y=4.483443 Z=-4.030076
115 X=43.9055 Y=5.4045 Z=-9.035
116 X=88.49677 Y=8.349663 Z=-3.161767
117 X=88.497 Y=8.085 Z=-7.1757
118 X=132.9884 Y=4.596517 Z=-4.024383
119 X=133.1965 Y=6.359478 Z=-3.935617
120 X=133.1235 Y=5.740747 Z=-3.966771
121 X=88.495 Y=12.935 Z=-3.06
122 X=88.495 Y=3.235 Z=-3.29
123 X=133.6608 Y=10.2944 Z=-3.865
124 X=132.5242 Y=.6616 Z=-4.095
125 X=88.497 Y=8.085 Z=-11.1764
126 X=133.0925 Y=5.478 Z=-7.1453
127 X=133.0925 Y=5.478 Z=-10.3106

LOCAL
ADD=75 ANG=6.693,0,0
ADD=76 ANG=3.44,0,0
ADD=77 ANG=.047,0,0
ADD=78 ANG=-3.345,0,0

```
  ADD=79  ANG=-6.689,0,0
  ADD=80  ANG=9.648,0,0
  ADD=81  ANG=9.309001,0,0
  ADD=82  ANG=.047,0,0
  ADD=83  ANG=-9.214,0,0
  ADD=84  ANG=-9.642,0,0

RESTRAINT
  ADD=85  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=89  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=90  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=94  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=98  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=99  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=100  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

PATTERN
  NAME=DEFAULT

MATERIAL
  NAME=1  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=2  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=3  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=4  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=5  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=6  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=7  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=8  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=9  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=10  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=11  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=12  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=13  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=14  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=15  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=16  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=17  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=18  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=19  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=20  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=21  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=22  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=23  IDES=N
    T=0  E=2.05E+08  U=0  A=0
  NAME=STEEL  IDES=S
    T=0  E=2.05E+08  U=.15  A=.00001  FY=248211.3
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.54  W=25
    T=0  E=2.547842E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=RIGID  IDES=C
    T=0  E=2.05E+08  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC1  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC2  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC3  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P03CONC1  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P03CONC2  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P03CONC3  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P04CONC1  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P04CONC2  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P04CONC3  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.86934E+07  U=.15  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=1 MAT=1 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.39194 J=.123611 I=.1477862,.5705581 AS=0,0 T=1,1
  NAME=2 MAT=2 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.25815 J=.1399585 I=.1439285,.3580873 AS=0,0 T=1,1
  NAME=3 MAT=3 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.26817 J=.1388438 I=.1440809,.3605421 AS=0,0 T=1,1
  NAME=4 MAT=4 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.27743 J=.142836 I=.1645367,.3650704 AS=0,0 T=1,1
  NAME=5 MAT=5 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.29081 J=.1768529 I=.2222064,.3771771 AS=0,0 T=1,1
  NAME=6 MAT=6 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.29571 J=.2015647 I=.2701536,.3843015 AS=0,0 T=1,1
  NAME=7 MAT=7 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.26505 J=.1399585 I=.157741,.3608774 AS=0,0 T=1,1
  NAME=8 MAT=8 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.28553 J=.1759669 I=.2211364,.3767947 AS=0,0 T=1,1
  NAME=9 MAT=9 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.29043 J=.2006207 I=.2687553,.3812312 AS=0,0 T=1,1
  NAME=10 MAT=10 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.40262 J=.123611 I=.1488869,.6266245 AS=0,0 T=1,1
  NAME=11 MAT=11 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.26398 J=.1399585 I=.1451733,.3886452 AS=0,0 T=1,1
  NAME=12 MAT=12 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.27399 J=.1388438 I=.1452936,.3910957 AS=0,0 T=1,1
  NAME=13 MAT=13 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.28326 J=.142836 I=.1659953,.3956203 AS=0,0 T=1,1
  NAME=14 MAT=14 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.29664 J=.1768529 I=.2243264,.4077221 AS=0,0 T=1,1
```

NAME=15 MAT=15 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.30153 J=.2015647 I=.2727397,.4148449 AS=0,0 T=1,1
NAME=16 MAT=16 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.27088 J=.1399585 I=.159191,.3914323 AS=0,0 T=1,1
NAME=17 MAT=17 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.29136 J=.1759669 I=.223313,.4073416 AS=0,0 T=1,1
NAME=18 MAT=18 MPL=6.79 WPL=66.52 A=.29625 J=.2006207 I=.271412,.4117764 AS=0,0 T=1,1
NAME=19 MAT=19 A=.0192 J=9.2E-07 I=2.84355E-03,5.414E-05 AS=0,0 T=1,1
NAME=20 MAT=20 A=.0204 J=9.8E-07 I=3.55687E-03,5.416E-05 AS=0,0 T=1,1
NAME=21 MAT=21 A=.0216 J=1.04E-06 I=4.37219E-03,5.417E-05 AS=0,0 T=1,1
NAME=22 MAT=22 A=.0228 J=1.09E-06 I=5.29551E-03,5.419E-05 AS=0,0 T=1,1
NAME=23 MAT=23 A=10 J=10 I=10,10 AS=0,0 T=1,1
NAME=RIGID MAT=RIGID A=10 J=10 I=10,10 AS=100,100 T=1,1
NAME=P02COPP01 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.25,2.3 A=2.875 J=.9884279 I=.374349,1.267396 AS=2.395833,2.395833
NAME=P02COPP02 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.48,2.3 A=3.404 J=1.49222 I=.6213435,1.500597 AS=2.836667,2.836667
NAME=P02COPP03 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.078,2.3 A=4.7794 J=3.181071 I=1.719821,2.106919 AS=3.982833,3.982833
NAME=P02COPP04 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.308,2.3 A=5.3084 J=3.966785 I=2.356427,2.34012 AS=4.423666,4.423666
NAME=P02COPP05 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.5,2.3 A=5.75 J=4.613339 I=2.994792,2.534792 AS=4.791667,4.791667
NAME=P02COPP06 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.73,2.3 A=6.279 J=5.442032 I=3.89973,2.767992 AS=5.2325,5.2325
NAME=P02COLUP MAT=P02CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=.785398,.785398 AS=0,0 T=1,1
NAME=P02COLDN MAT=P02CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=.785398,.785398 AS=0,0 T=1,1
NAME=P02FOOT MAT=P02CONC3 SH=R T=7.8,7.8 A=60.84 J=521.2954 I=308.4588,308.4588 AS=50.7,50.7
NAME=P03COPP01 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.25,2.3 A=2.875 J=.9884279 I=.374349,1.267396 AS=2.395833,2.395833
NAME=P03COPP02 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.48,2.3 A=3.404 J=1.49222 I=.6213435,1.500597 AS=2.836667,2.836667
NAME=P03COPP03 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.078,2.3 A=4.7794 J=3.181071 I=1.719821,2.106919 AS=3.982833,3.982833
NAME=P03COPP04 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.308,2.3 A=5.3084 J=3.966785 I=2.356427,2.34012 AS=4.423666,4.423666
NAME=P03COPP05 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.5,2.3 A=5.75 J=4.613339 I=2.994792,2.534792 AS=4.791667,4.791667
NAME=P03COPP06 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.73,2.3 A=6.279 J=5.442032 I=3.89973,2.767992 AS=5.2325,5.2325
NAME=P03COLUP MAT=P03CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=.785398,.785398 AS=0,0 T=1,1
NAME=P03COLDN MAT=P03CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=.785398,.785398 AS=0,0 T=1,1
NAME=P03FOOT MAT=P03CONC3 SH=R T=7.8,7.8 A=60.84 J=521.2954 I=308.4588,308.4588 AS=50.7,50.7
NAME=P04COPP01 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.25,2.3 A=2.875 J=.9884279 I=.374349,1.267396 AS=2.395833,2.395833
NAME=P04COPP02 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.48,2.3 A=3.404 J=1.49222 I=.6213435,1.500597 AS=2.836667,2.836667
NAME=P04COPP03 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.078,2.3 A=4.7794 J=3.181071 I=1.719821,2.106919 AS=3.982833,3.982833
NAME=P04COPP04 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.308,2.3 A=5.3084 J=3.966785 I=2.356427,2.34012 AS=4.423666,4.423666
NAME=P04COPP05 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.5,2.3 A=5.75 J=4.613339 I=2.994792,2.534792 AS=4.791667,4.791667
NAME=P04COPP06 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.73,2.3 A=6.279 J=5.442032 I=3.89973,2.767992 AS=5.2325,5.2325
NAME=P04COLUP MAT=P04CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=.785398,.785398 AS=0,0 T=1,1
NAME=P04COLDN MAT=P04CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=.785398,.785398 AS=0,0 T=1,1
NAME=P04FOOT MAT=P04CONC3 SH=R T=7.8,7.8 A=60.84 J=521.2954 I=308.4588,308.4588 AS=50.7,50.7
NAME=P02CP0204 TYPE=NONPR
 SEC=P02COPP02,P02COPP04 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0406 TYPE=NONPR
 SEC=P02COPP04,P02COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0606 TYPE=NONPR
 SEC=P02COPP06,P02COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0505 TYPE=NONPR
 SEC=P02COPP05,P02COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0503 TYPE=NONPR
 SEC=P02COPP05,P02COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0301 TYPE=NONPR
 SEC=P02COPP03,P02COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02COLUMN TYPE=NONPR
 SEC=P02COLUP,P02COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0204 TYPE=NONPR
 SEC=P03COPP02,P03COPP04 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0406 TYPE=NONPR
 SEC=P03COPP04,P03COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0606 TYPE=NONPR
 SEC=P03COPP06,P03COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0505 TYPE=NONPR
 SEC=P03COPP05,P03COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0503 TYPE=NONPR
 SEC=P03COPP05,P03COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0301 TYPE=NONPR
 SEC=P03COPP03,P03COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03COLUMN TYPE=NONPR
 SEC=P03COLUP,P03COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0204 TYPE=NONPR
 SEC=P04COPP02,P04COPP04 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0406 TYPE=NONPR
 SEC=P04COPP04,P04COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0606 TYPE=NONPR
 SEC=P04COPP06,P04COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0505 TYPE=NONPR
 SEC=P04COPP05,P04COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0503 TYPE=NONPR
 SEC=P04COPP05,P04COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0301 TYPE=NONPR
 SEC=P04COPP03,P04COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04COLUMN TYPE=NONPR
 SEC=P04COLUP,P04COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=24 TYPE=NONPR
 SEC=1,2 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=25 TYPE=NONPR
 SEC=2,1 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=26 TYPE=NONPR
 SEC=2,3 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=27 TYPE=NONPR
 SEC=2,4 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=28 TYPE=NONPR
 SEC=3,2 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=29 TYPE=NONPR
 SEC=3,7 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=30 TYPE=NONPR
 SEC=4,2 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=31 TYPE=NONPR
 SEC=4,5 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=32 TYPE=NONPR
 SEC=4,7 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=33 TYPE=NONPR
 SEC=4,8 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=34 TYPE=NONPR
 SEC=5,4 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=35 TYPE=NONPR
 SEC=5,6 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=36 TYPE=NONPR
 SEC=6,5 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=37 TYPE=NONPR

```
    SEC=7,3 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=38 TYPE=NONPR
    SEC=7,4 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=39 TYPE=NONPR
    SEC=8,4 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=40 TYPE=NONPR
    SEC=8,9 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=41 TYPE=NONPR
    SEC=9,8 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=42 TYPE=NONPR
    SEC=10,11 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=43 TYPE=NONPR
    SEC=11,10 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=44 TYPE=NONPR
    SEC=11,12 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=45 TYPE=NONPR
    SEC=11,13 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=46 TYPE=NONPR
    SEC=12,11 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=47 TYPE=NONPR
    SEC=12,16 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=48 TYPE=NONPR
    SEC=13,11 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=49 TYPE=NONPR
    SEC=13,14 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=50 TYPE=NONPR
    SEC=13,16 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=51 TYPE=NONPR
    SEC=13,17 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=52 TYPE=NONPR
    SEC=14,13 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=53 TYPE=NONPR
    SEC=14,15 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=54 TYPE=NONPR
    SEC=15,14 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=55 TYPE=NONPR
    SEC=16,12 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=56 TYPE=NONPR
    SEC=16,13 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=57 TYPE=NONPR
    SEC=17,13 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=58 TYPE=NONPR
    SEC=17,18 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=59 TYPE=NONPR
    SEC=18,17 EIVAR=2,1 VL=1

NLPROP
  NAME=OM2000    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=1787.2  CE=0  K=111700  YIELD=89.4  RATIO=0
    DOF=U3  KE=10543.6  CE=0  K=111700  YIELD=89.4  RATIO=.07871
  NAME=ED4000    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=9963.3  CE=0  K=232400  YIELD=185.9  RATIO=.03017
    DOF=U3  KE=12436.9  CE=0  K=232400  YIELD=185.9  RATIO=.03783
  NAME=ED5000    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=10809  CE=0  K=299000  YIELD=239.2  RATIO=.02345
    DOF=U3  KE=13481.6  CE=0  K=299000  YIELD=239.2  RATIO=.0294
  NAME=ED6000    TYPE=Isolator1
    DOF=U1  KE=1E+08  CE=0
    DOF=U2  KE=11804  CE=0  K=377350  YIELD=301.9  RATIO=.01858
    DOF=U3  KE=14710.6  CE=0  K=377350  YIELD=301.9  RATIO=.0233
  NAME=NLPR1    TYPE=Damper
    DOF=U1  KE=0  CE=0

FRAME
  1  J=1,2  SEC=24  NSEG=4  ANG=0
  2  J=2,3  SEC=2  NSEG=4  ANG=0
  3  J=3,4  SEC=26  NSEG=4  ANG=0
  4  J=4,5  SEC=28  NSEG=4  ANG=0
  5  J=5,6  SEC=26  NSEG=4  ANG=0
  6  J=6,7  SEC=28  NSEG=4  ANG=0
  7  J=7,8  SEC=27  NSEG=4  ANG=0
  8  J=8,9  SEC=31  NSEG=4  ANG=0
  9  J=9,10  SEC=35  NSEG=4  ANG=0
  A  J=J1,105  SEC=P02COLUMN  NSEG=2  ANG=0
  B  J=115,98  SEC=P02COLUMN  NSEG=2  ANG=0
  C  J=J2,117  SEC=P03COLUMN  NSEG=2  ANG=0
  D  J=125,99  SEC=P03COLUMN  NSEG=2  ANG=0
  E  J=J3,126  SEC=P04COLUMN  NSEG=2  ANG=0
  F  J=127,100  SEC=P04COLUMN  NSEG=2  ANG=0
  10  J=10,11  SEC=36  NSEG=4  ANG=0
  11  J=11,12  SEC=34  NSEG=4  ANG=0
  12  J=12,13  SEC=32  NSEG=4  ANG=0
  13  J=13,14  SEC=37  NSEG=4  ANG=0
  14  J=14,15  SEC=3  NSEG=4  ANG=0
  15  J=15,16  SEC=28  NSEG=4  ANG=0
  16  J=16,17  SEC=27  NSEG=4  ANG=0
  17  J=17,18  SEC=33  NSEG=4  ANG=0
  18  J=18,19  SEC=40  NSEG=4  ANG=0
  19  J=19,20  SEC=41  NSEG=4  ANG=0
  20  J=20,21  SEC=39  NSEG=4  ANG=0
  21  J=21,22  SEC=30  NSEG=4  ANG=0
  22  J=22,23  SEC=26  NSEG=4  ANG=0
  23  J=23,24  SEC=3  NSEG=4  ANG=0
  24  J=24,25  SEC=29  NSEG=4  ANG=0
  25  J=25,26  SEC=38  NSEG=4  ANG=0
  26  J=26,27  SEC=31  NSEG=4  ANG=0
  27  J=27,28  SEC=35  NSEG=4  ANG=0
  28  J=28,29  SEC=36  NSEG=4  ANG=0
  29  J=29,30  SEC=34  NSEG=4  ANG=0
  30  J=30,31  SEC=30  NSEG=4  ANG=0
  31  J=31,32  SEC=26  NSEG=4  ANG=0
  32  J=32,33  SEC=28  NSEG=4  ANG=0
  33  J=33,34  SEC=26  NSEG=4  ANG=0
```

34 J=34,35 SEC=28 NSEG=4 ANG=0
35 J=35,36 SEC=2 NSEG=4 ANG=0
36 J=36,37 SEC=25 NSEG=4 ANG=0
37 J=38,39 SEC=42 NSEG=4 ANG=0
38 J=39,40 SEC=11 NSEG=4 ANG=0
39 J=40,41 SEC=44 NSEG=4 ANG=0
40 J=41,42 SEC=46 NSEG=4 ANG=0
41 J=42,43 SEC=44 NSEG=4 ANG=0
42 J=43,44 SEC=46 NSEG=4 ANG=0
43 J=44,45 SEC=45 NSEG=4 ANG=0
44 J=45,46 SEC=49 NSEG=4 ANG=0
45 J=46,47 SEC=53 NSEG=4 ANG=0
46 J=47,48 SEC=54 NSEG=4 ANG=0
47 J=48,49 SEC=52 NSEG=4 ANG=0
48 J=49,50 SEC=50 NSEG=4 ANG=0
49 J=50,51 SEC=55 NSEG=4 ANG=0
50 J=51,52 SEC=12 NSEG=4 ANG=0
51 J=52,53 SEC=46 NSEG=4 ANG=0
52 J=53,54 SEC=45 NSEG=4 ANG=0
53 J=54,55 SEC=51 NSEG=4 ANG=0
54 J=55,56 SEC=58 NSEG=4 ANG=0
55 J=56,57 SEC=59 NSEG=4 ANG=0
56 J=57,58 SEC=57 NSEG=4 ANG=0
57 J=58,59 SEC=48 NSEG=4 ANG=0
58 J=59,60 SEC=44 NSEG=4 ANG=0
59 J=60,61 SEC=12 NSEG=4 ANG=0
60 J=61,62 SEC=47 NSEG=4 ANG=0
61 J=62,63 SEC=56 NSEG=4 ANG=0
62 J=63,64 SEC=49 NSEG=4 ANG=0
63 J=64,65 SEC=53 NSEG=4 ANG=0
64 J=65,66 SEC=54 NSEG=4 ANG=0
65 J=66,67 SEC=52 NSEG=4 ANG=0
66 J=67,68 SEC=48 NSEG=4 ANG=0
67 J=68,69 SEC=44 NSEG=4 ANG=0
68 J=69,70 SEC=46 NSEG=4 ANG=0
69 J=70,71 SEC=44 NSEG=4 ANG=0
70 J=71,72 SEC=46 NSEG=4 ANG=0
71 J=72,73 SEC=11 NSEG=4 ANG=0
72 J=73,74 SEC=43 NSEG=4 ANG=0
73 J=1,38 SEC=19 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
74 J=2,39 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
75 J=3,40 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
76 J=4,41 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
77 J=5,42 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
78 J=6,43 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
79 J=7,44 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
80 J=8,45 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
81 J=9,46 SEC=21 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
82 J=10,47 SEC=22 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
83 J=11,48 SEC=21 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
84 J=12,49 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
85 J=13,50 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
86 J=14,51 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
87 J=15,52 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
88 J=16,53 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
89 J=17,54 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
90 J=18,55 SEC=21 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
91 J=19,56 SEC=22 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
92 J=20,57 SEC=21 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
93 J=21,58 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
94 J=22,59 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
95 J=23,60 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
96 J=24,61 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
97 J=25,62 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
98 J=26,63 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
99 J=27,64 SEC=21 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
100 J=28,65 SEC=22 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
101 J=29,66 SEC=21 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
102 J=30,67 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
103 J=31,68 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
104 J=32,69 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
105 J=33,70 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
106 J=34,71 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
107 J=35,72 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
108 J=36,73 SEC=20 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
109 J=37,74 SEC=19 NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.2 JOFF=1.2 RIGID=1
110 J=1,75 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
111 J=10,76 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
112 J=19,77 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
113 J=28,78 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
114 J=37,79 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
115 J=38,80 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
116 J=47,81 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
117 J=56,82 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
118 J=65,83 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
119 J=74,84 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
120 J=J2,101 SEC=P03CP0505 NSEG=2 ANG=0
121 J=101,112 SEC=P03CP0505 NSEG=2 ANG=0
122 J=108,103 SEC=P03CP0606 NSEG=2 ANG=0
124 J=105,115 SEC=P02COLUMN NSEG=2 ANG=0
127 J=117,125 SEC=P03COLUMN NSEG=2 ANG=0
128 J=103,116 SEC=P03CP0606 NSEG=2 ANG=0
132 J=102,86 SEC=P02CP0204 NSEG=4 ANG=0
133 J=91,104 SEC=P02CP0301 NSEG=4 ANG=0
134 J=116,J2 SEC=P03CP0505 NSEG=2 ANG=0
135 J=110,106 SEC=P02CP0606 NSEG=2 ANG=0
136 J=106,J1 SEC=P02CP0505 NSEG=2 ANG=0
137 J=87,108 SEC=P03CP0406 NSEG=2 ANG=0
138 J=86,107 SEC=P02CP0406 NSEG=2 ANG=0
139 J=126,127 SEC=P04COLUMN NSEG=2 ANG=0
141 J=112,92 SEC=P03CP0503 NSEG=2 ANG=0
142 J=88,113 SEC=P04CP0406 NSEG=2 ANG=0
143 J=109,91 SEC=P02CP0503 NSEG=2 ANG=0
144 J=107,110 SEC=P02CP0606 NSEG=2 ANG=0
146 J=J1,111 SEC=P02CP0505 NSEG=2 ANG=0
147 J=111,109 SEC=P02CP0505 NSEG=2 ANG=0

```
  149  J=114,93  SEC=P04CP0503  NSEG=2  ANG=0
  150  J=J3,118  SEC=P04CP0505  NSEG=2  ANG=0
  151  J=118,114  SEC=P04CP0505  NSEG=2  ANG=0
  152  J=113,119  SEC=P04CP0606  NSEG=2  ANG=0
  154  J=119,120  SEC=P04CP0606  NSEG=2  ANG=0
  155  J=120,J3  SEC=P04CP0505  NSEG=2  ANG=0
  156  J=121,87  SEC=P03CP0204  NSEG=4  ANG=0
  157  J=92,122  SEC=P03CP0301  NSEG=4  ANG=0
  158  J=123,88  SEC=P04CP0204  NSEG=4  ANG=0
  159  J=93,124  SEC=P04CP0301  NSEG=4  ANG=0

NLLINK
  1  J=75,85  NLP=OM2000  ANG=0
  2  J=80,90  NLP=OM2000  ANG=0
  3  J=76,86  NLP=ED5000  ANG=0
  4  J=81,91  NLP=ED6000  ANG=0
  5  J=77,87  NLP=ED4000  ANG=0
  6  J=82,92  NLP=ED5000  ANG=0
  7  J=78,88  NLP=ED5000  ANG=0
  8  J=83,93  NLP=ED6000  ANG=0
  9  J=79,89  NLP=OM2000  ANG=0
  10  J=84,94  NLP=OM2000  ANG=0

LOAD
  NAME=LOAD1  SW=1  CSYS=0

MODE
  TYPE=RITZ  N=50
    ACC=UX
    ACC=UY
    LOAD=LOAD1

FUNCTION
  NAME=ELC1542 NPL=1 PRINT=Y
    0 0
    .02 -.01193
    .04 -.01428
    .06 -.02201
        .
        .
        .
    40.14 0
    40.16 0
    40.18 0

HISTORY
  NAME=ELC1542L TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
    ACC=U1  ANG=0 FUNC=ELC1542 SF=9.81 AT=0
  NAME=ELC1542T TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
    ACC=U2  ANG=0 FUNC=ELC1542 SF=9.81 AT=0
  NAME=TFT1542L TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
    ACC=U1  ANG=0 FUNC=TFT1542 SF=9.81 AT=0
  NAME=TFT1542T TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
    ACC=U2  ANG=0 FUNC=TFT1542 SF=9.81 AT=0
  NAME=CAL1542L TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
    ACC=U1  ANG=0 FUNC=CAL1542 SF=9.81 AT=0
  NAME=CAL1542T TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
    ACC=U2  ANG=0 FUNC=CAL1542 SF=9.81 AT=0
  NAME=NOR1542L TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
    ACC=U1  ANG=0 FUNC=NOR1542 SF=9.81 AT=0
  NAME=NOR1542T TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
    ACC=U2  ANG=0 FUNC=NOR1542 SF=9.81 AT=0

COMBO
  NAME=XDIR  TYPE=ENVE
    HIST=ELC1542L  SF=1
    HIST=TFT1542L  SF=1
    HIST=CAL1542L  SF=1
    HIST=NOR1542L  SF=1
  NAME=YDIR  TYPE=ENVE
    HIST=ELC1542T  SF=1
    HIST=TFT1542T  SF=1
    HIST=CAL1542T  SF=1
    HIST=NOR1542T  SF=1
  NAME=COMB1
    COMB=XDIR  SF=1
    COMB=YDIR  SF=.3
  NAME=COMB2
    COMB=XDIR  SF=.3
    COMB=YDIR  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

4. 고유치 해석결과

아래의 모드형상에서 알 수 있는 것처럼 1차 모드는 상판의 교축방향 병진모드 2차 모드는 상판의 교축직각방향 병진모드를 나타나고 있다. 전체적으로 교량의 기본적인 거동을 잘 표현하고 있다 판단된다.

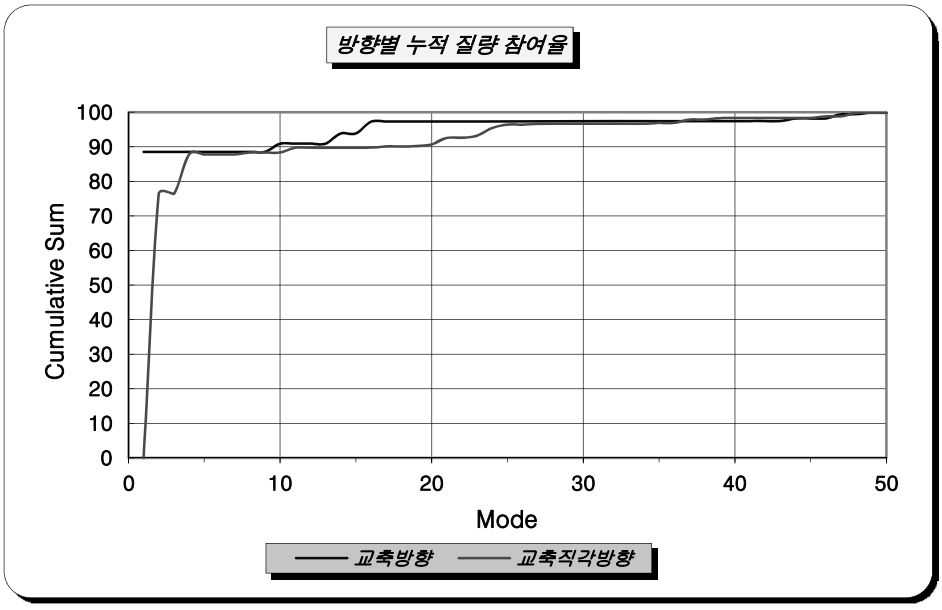
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.3244	0.7550	4.74	22.51	
2	1.2027	0.8315	5.22	27.29	
3	0.9504	1.0522	6.61	43.71	
4	0.7432	1.3455	8.45	71.48	
5	0.5878	1.7013	10.69	114.26	
6	0.5391	1.8550	11.66	135.85	
7	0.4857	2.0587	12.94	167.33	
8	0.3631	2.7541	17.30	299.44	
9	0.3516	2.8439	17.87	319.30	
10	0.3092	3.2342	20.32	412.93	
11	0.3025	3.3060	20.77	431.49	
12	0.2683	3.7266	23.41	548.25	
13	0.2666	3.7503	23.56	555.24	
14	0.2489	4.0173	25.24	637.14	
15	0.2442	4.0952	25.73	662.09	
16	0.2339	4.2755	26.86	721.64	
17	0.2312	4.3258	27.18	738.75	
18	0.2216	4.5124	28.35	803.87	
19	0.1837	5.4428	34.20	1169.51	
20	0.1421	7.0370	44.21	1954.96	
21	0.1419	7.0463	44.27	1960.11	
22	0.1400	7.1440	44.89	2014.83	
23	0.1378	7.2584	45.61	2079.89	
24	0.1354	7.3847	46.40	2152.94	
25	0.1351	7.4045	46.52	2164.47	
26	0.1311	7.6269	47.92	2296.47	
27	0.1288	7.7638	48.78	2379.61	
28	0.1283	7.7957	48.98	2399.23	
29	0.1252	7.9887	50.19	2519.52	
30	0.1205	8.2985	52.14	2718.70	
31	0.1092	9.1576	57.54	3310.73	
32	0.1007	9.9294	62.39	3892.30	
33	0.0991	10.0951	63.43	4023.27	
34	0.0938	10.6605	66.98	4486.55	
35	0.0893	11.2029	70.39	4954.77	
36	0.0801	12.4883	78.47	6156.92	
37	0.0744	13.4381	84.43	7129.15	
38	0.0609	16.4169	103.15	10640.07	
39	0.0599	16.6970	104.91	11006.13	
40	0.0559	17.8813	112.35	12622.91	
41	0.0554	18.0578	113.46	12873.27	
42	0.0416	24.0663	151.21	22865.29	
43	0.0371	26.9535	169.35	28680.65	
44	0.0344	29.0795	182.71	33383.69	
45	0.0297	33.6602	211.49	44729.49	
46	0.0249	40.1683	252.39	63698.27	
47	0.0234	42.6914	268.24	71951.61	
48	0.0149	67.0225	421.11	177337.49	
49	0.0120	83.0755	521.98	272461.54	
50	0.0115	86.8162	545.48	297550.62	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

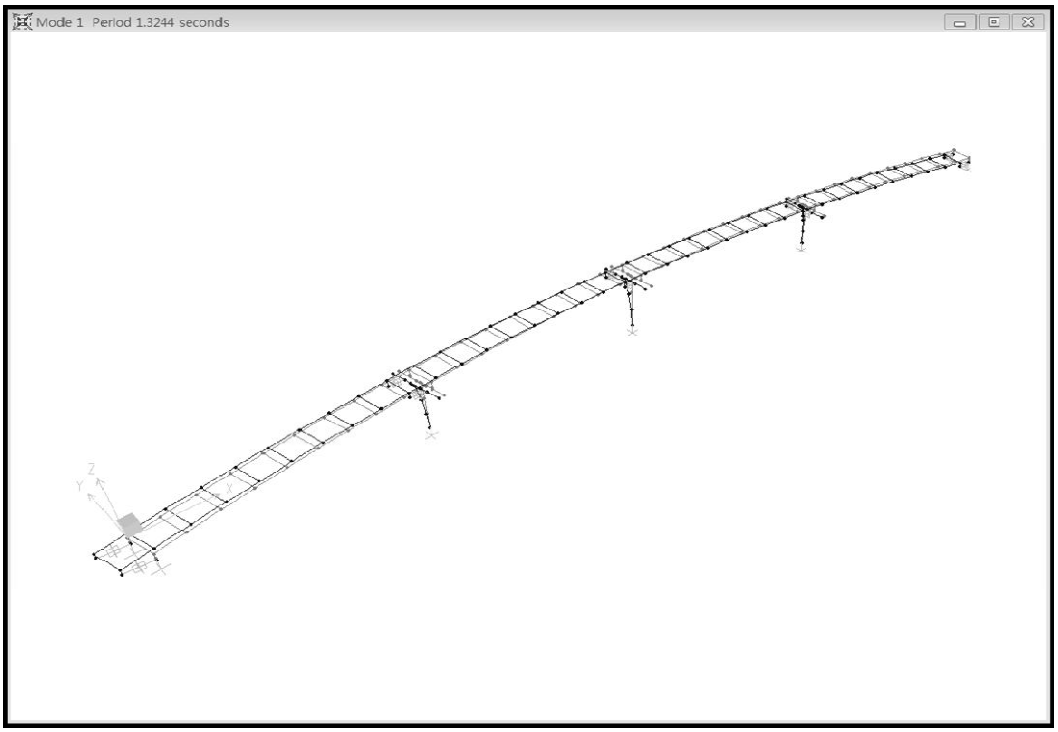


< 질량참여율 >

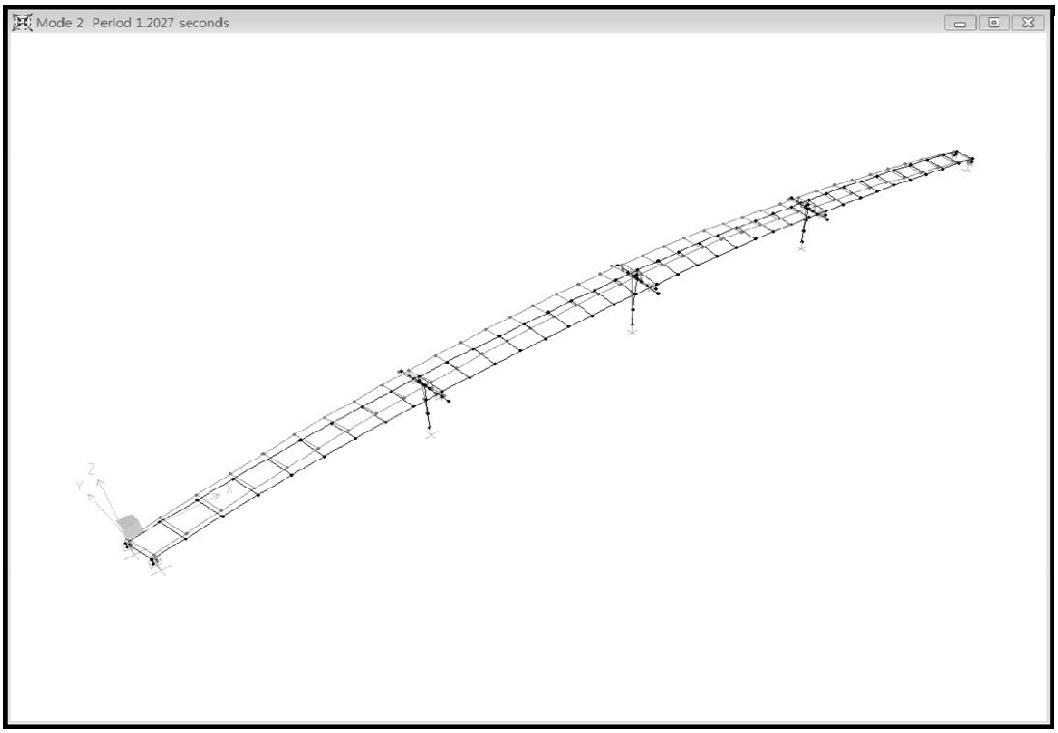
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.324	88.541	0.001	0.000	88.541	0.001	0.000
2	1.203	0.001	76.385	0.000	88.542	76.386	0.000
3	0.950	0.001	0.033	0.000	88.542	76.419	0.000
4	0.743	0.000	11.410	0.002	88.542	87.829	0.002
5	0.588	0.011	0.000	0.000	88.553	87.829	0.002
6	0.539	0.009	0.000	0.000	88.562	87.829	0.002
7	0.486	0.000	0.001	8.802	88.563	87.830	8.804
8	0.363	0.000	0.552	0.000	88.563	88.381	8.804
9	0.352	0.016	0.000	0.000	88.579	88.381	8.804
10	0.309	2.327	0.000	0.000	90.905	88.381	8.805
11	0.302	0.001	1.357	0.000	90.906	89.738	8.805
12	0.268	0.023	0.000	0.002	90.929	89.738	8.807
13	0.267	0.000	0.001	48.984	90.929	89.739	57.791
14	0.249	2.920	0.037	0.063	93.849	89.777	57.854
15	0.244	0.001	0.020	0.005	93.850	89.797	57.858
16	0.234	3.398	0.010	0.026	97.249	89.806	57.884
17	0.231	0.071	0.340	0.000	97.319	90.146	57.884
18	0.222	0.000	0.010	0.000	97.319	90.156	57.884
19	0.184	0.000	0.066	0.000	97.319	90.222	57.884
20	0.142	0.000	0.502	0.000	97.319	90.724	57.884
21	0.142	0.000	1.874	0.000	97.319	92.598	57.885
22	0.140	0.003	0.001	0.000	97.322	92.599	57.885
23	0.138	0.015	0.679	0.000	97.337	93.277	57.885
24	0.135	0.000	2.182	0.014	97.337	95.460	57.898
25	0.135	0.000	0.995	0.007	97.337	96.455	57.905
26	0.131	0.000	0.000	2.016	97.337	96.455	59.920
27	0.129	0.036	0.208	0.000	97.374	96.663	59.921
28	0.128	0.002	0.005	0.000	97.375	96.668	59.921
29	0.125	0.006	0.000	0.000	97.381	96.668	59.921
30	0.121	0.000	0.002	0.000	97.381	96.670	59.921
31	0.109	0.000	0.000	0.000	97.381	96.670	59.921
32	0.101	0.000	0.001	0.000	97.381	96.671	59.922
33	0.099	0.000	0.001	0.040	97.381	96.672	59.961
34	0.094	0.000	0.000	0.000	97.381	96.672	59.961
35	0.089	0.000	0.259	0.001	97.381	96.931	59.962
36	0.080	0.020	0.000	0.001	97.401	96.931	59.963
37	0.074	0.000	0.963	0.037	97.401	97.895	60.000
38	0.061	0.000	0.001	0.836	97.401	97.895	60.836
39	0.060	0.000	0.421	0.554	97.401	98.317	61.390
40	0.056	0.000	0.007	23.507	97.401	98.324	84.897
41	0.055	0.003	0.003	0.027	97.403	98.326	84.925
42	0.042	0.000	0.032	0.032	97.403	98.358	84.956
43	0.037	0.000	0.000	4.786	97.403	98.358	89.743
44	0.034	0.771	0.000	0.000	98.174	98.358	89.743
45	0.030	0.000	0.001	5.188	98.174	98.358	94.930
46	0.025	0.001	0.474	0.022	98.175	98.833	94.953
47	0.023	1.192	0.000	0.000	99.368	98.833	94.953
48	0.015	0.007	1.028	0.001	99.375	99.861	94.954
49	0.012	0.512	0.010	0.001	99.887	99.871	94.955
50	0.012	0.000	0.000	2.366	99.888	99.871	97.321

4.3 모드형상(Mode Shape)

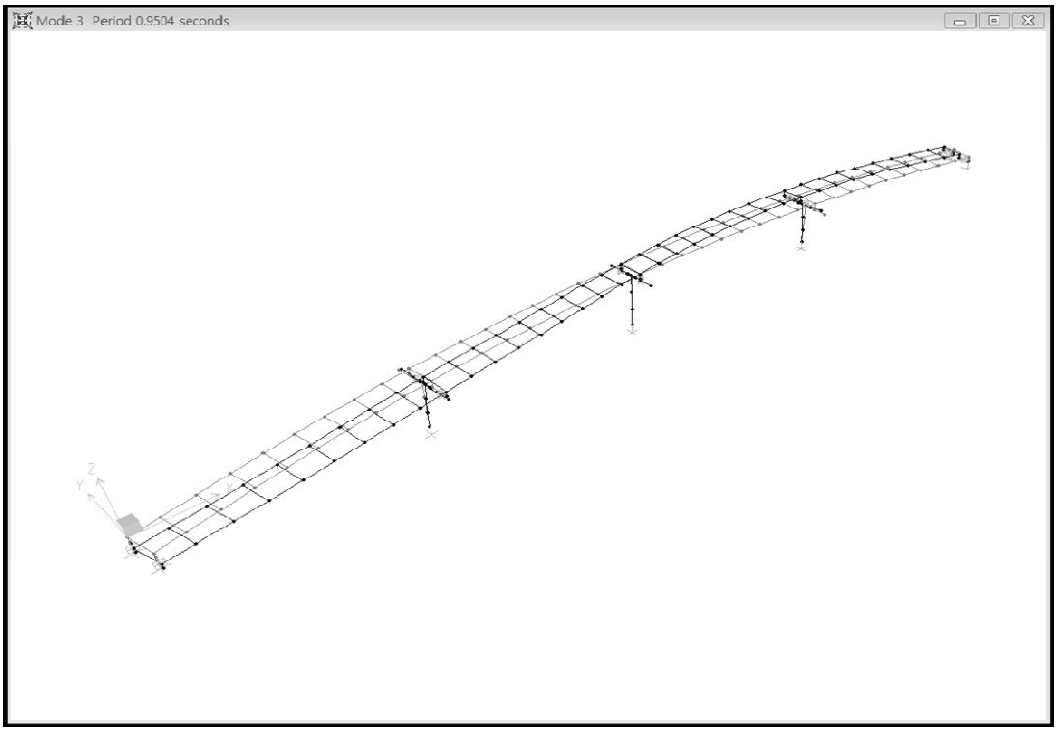
■ Mode 1 T = 1.3244 sec



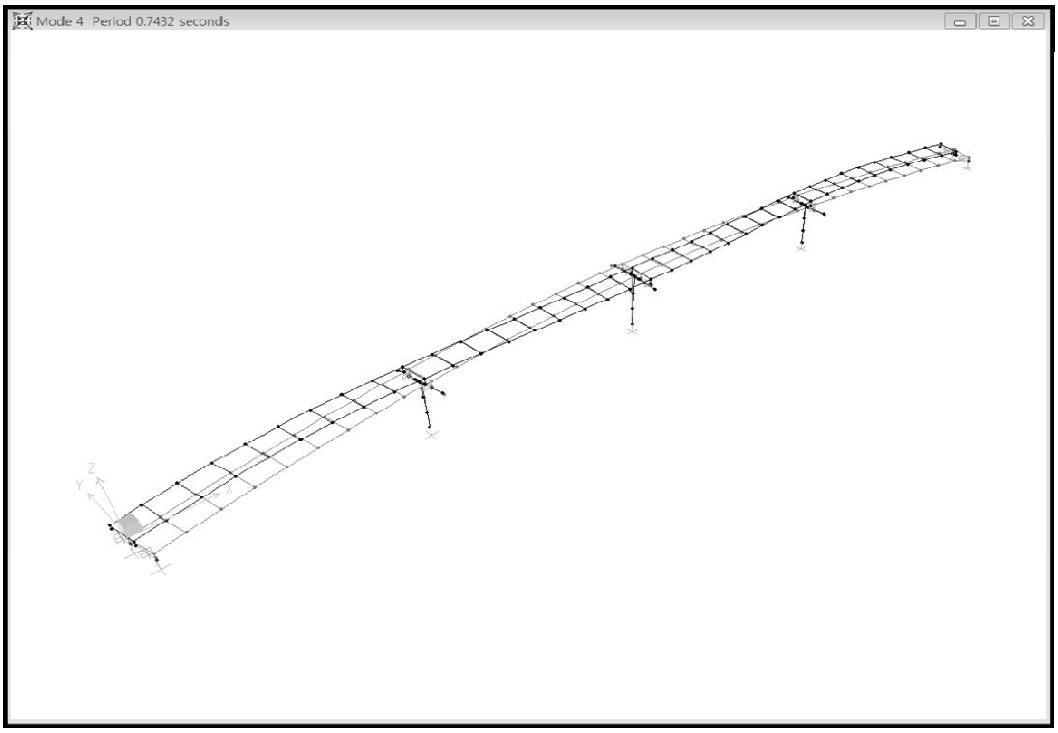
■ Mode 2 T = 1.2027 sec



■ Mode 3 T = 0.9504 sec



■ Mode 4 T = 0.7432 sec



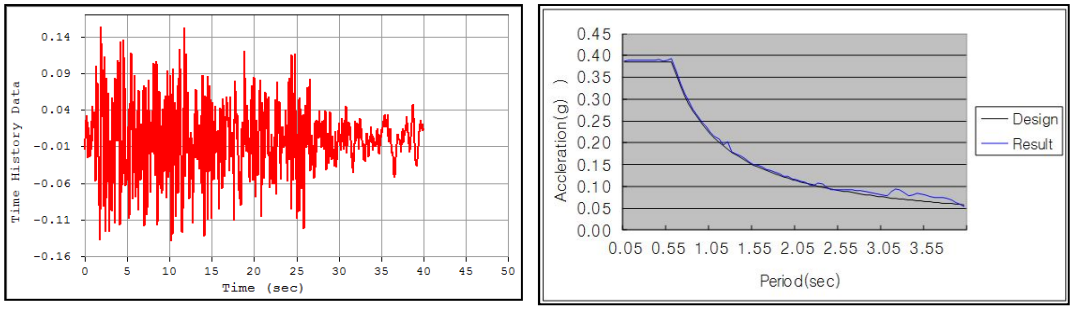
5. 입력파형의 정의

- 본 해석에서는 2005 도로교설계기준 6.10.7.5절의 세목에 준하여 인공지진파를 선택.수정한 후 해석에 이용하였다.
- 또한 설계기준 표 6.3.6에서 정의한 지반분류II에 부합하는 서로 다른 실제 지진기록으로부터 얻은 네 쌍의 수평지반운동 시간이력 성분을 이용하였으며, 주파수 조절을 통해 다음의 두 가지 기준을 만족하도록 하였다.
- 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위한 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼에 대한 기준

① 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5개 이하이고 낮은 정도는 10% 이내이어야 한다.

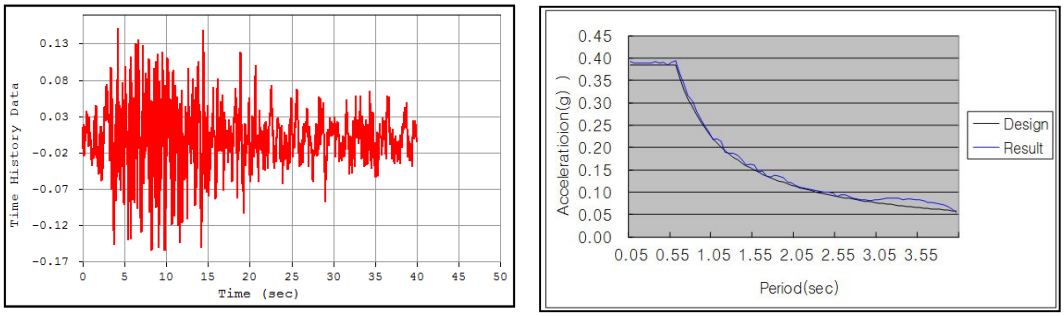
② 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은 스펙트럼 값의 변화가 10%이상 되지 않을 정도로 충분히 작아야 한다. (2005 도로교 설계기준 6.10.7.5를 적용)

1. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories (Pair1)



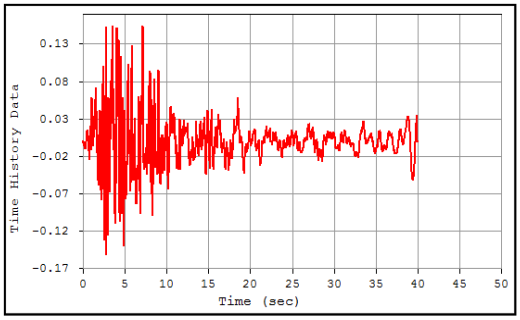
- The Name of Recorded Event : Imperial Valley 1979 Array 6 239°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

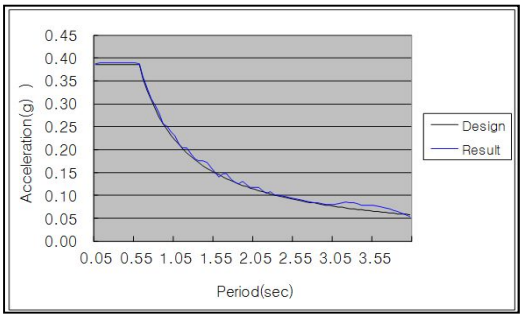
2. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair2)



- The Name of Recorded Event : Kern Country 1952 Taft S69° E
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

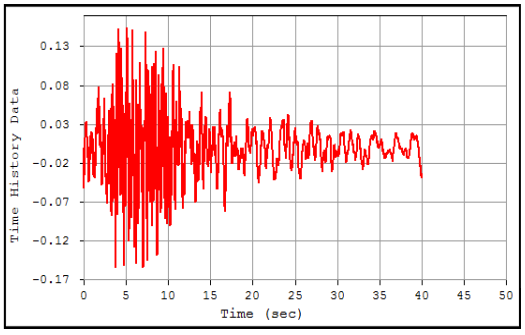
3. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair3)

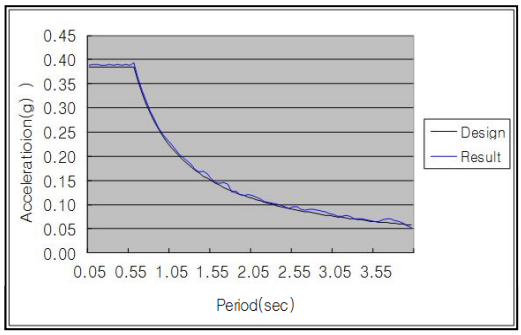




- The Name of Recorded Event : Loma Prieta Corralitos 0°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

4. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair4)





- The Name of Recorded Event : Northridge 1994 0°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

6.1 내진해석결과요약_받침

◎ 시간이력해석

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

1) 전단설계력 (kN)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량		
A1	1	116.15	108.97	115.97	257.82	2000	M	538	O.K.	OMEDS
	2	116.17	109.84	116.05	256.90	2000	M	538	O.K.	OMEDS
P1	3	423.13	173.59	180.66	435.96	5000	M	681	O.K.	EDS
	4	491.25	213.34	230.63	506.39	6000	M	744	O.K.	EDS
P2	5	324.85	141.65	113.55	425.10	4000	M	628	O.K.	EDS
	6	374.44	160.07	126.14	479.07	5000	M	681	O.K.	EDS
P3	7	432.34	174.47	184.89	428.22	5000	M	681	O.K.	EDS
	8	503.04	207.90	237.71	495.63	6000	M	744	O.K.	EDS
A2	9	116.06	107.69	115.69	270.09	2000	M	538	O.K.	OMEDS
	10	116.14	108.77	115.96	269.71	2000	M	538	O.K.	OMEDS

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 받침변위 (mm)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
A1	1	32.68	1.83	5.15	19.49	2000	M	83	O.K.	OMEDS
	2	32.50	1.73	6.13	19.59	2000	M	83	O.K.	OMEDS
P1	3	24.58	1.30	0.88	21.87	5000	M	53	O.K.	EDS
	4	24.15	1.25	1.48	21.94	6000	M	53	O.K.	EDS
P2	5	19.86	0.20	0.22	27.48	4000	M	53	O.K.	EDS
	6	19.44	0.20	0.25	27.47	5000	M	53	O.K.	EDS
P3	7	25.91	1.39	1.02	20.85	5000	M	53	O.K.	EDS
	8	25.48	1.37	1.37	20.90	6000	M	53	O.K.	EDS
A2	9	32.63	1.85	4.88	20.93	2000	M	83	O.K.	OMEDS
	10	32.46	1.72	5.84	21.01	2000	M	83	O.K.	OMEDS

6.2 내진해석결과요약_기둥

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN-m		전단력 (KN)	모멘트 (KN-m	
P1	상단	A	COMB1	1093.67	3629.25	0.02	388.60	1532.12	0.01
		A	COMB2	415.05	1356.09	0.01	978.98	4187.09	0.02
	하단	B	COMB1	1152.14	11213.55		431.32	4274.53	
		B	COMB2	451.31	4186.81		1064.82	10523.23	
P2	상단	C	COMB1	830.88	3322.58	0.02	327.41	1423.87	0.01
		C	COMB2	266.04	1062.70	0.01	1016.41	4507.70	0.03
	하단	D	COMB1	866.20	10191.81		356.82	3881.83	
		D	COMB2	281.88	3270.36		1105.10	12336.59	
P3	상단	E	COMB1	1150.58	3620.16	0.01	411.61	1528.18	0.01
		E	COMB2	477.71	1458.75	0.01	967.74	4099.99	0.01
	하단	F	COMB1	1206.18	11162.55		452.23	4176.92	
		F	COMB2	486.10	4399.76		1062.60	10106.97	

상부구조의 여유간격 검토

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치하여야 한다. 상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

$$\Delta li = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

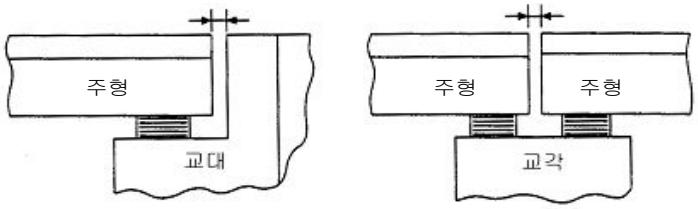
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의 한 이동량 (mm)
Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

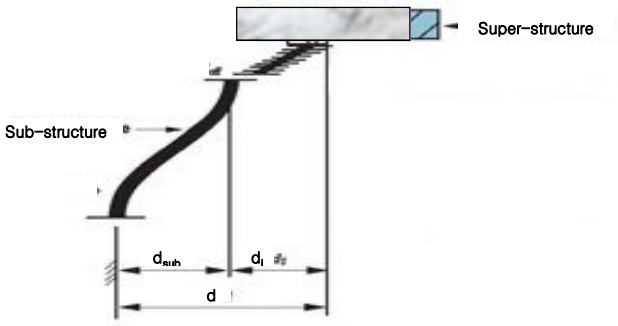
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)			온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	받침변위	교각변위	상부변위				
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	32.7	0.0	32.7	18.0	39.9	120	O.K
A2	32.6	0.0	32.6	18.0	39.8	120	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

21. 오창 JCT Ramp-D교

상부 구조
(바이론)

(S1)

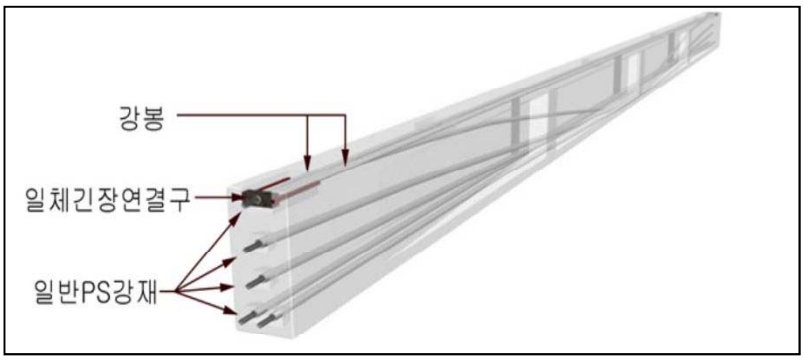
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

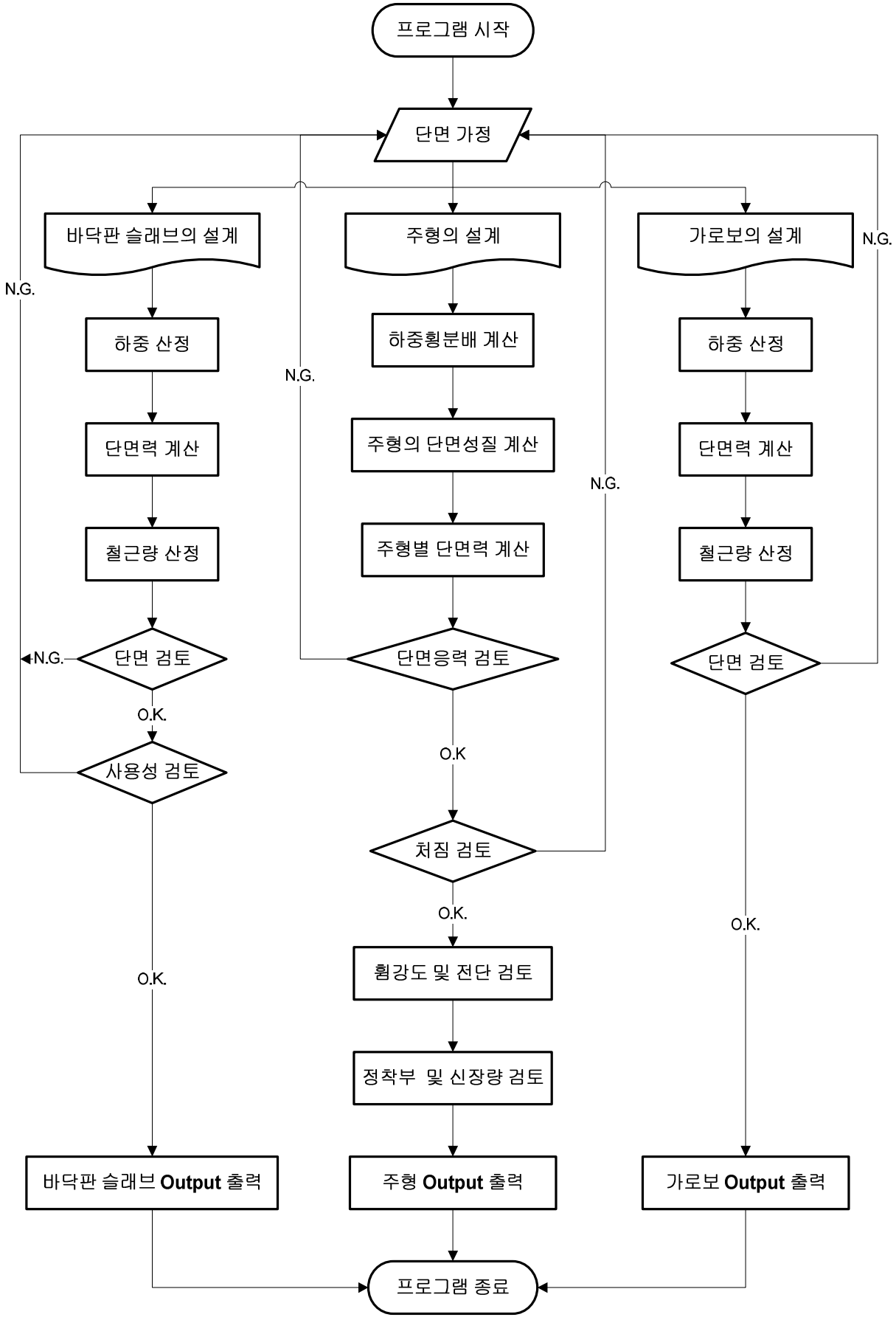
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
N.G.
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
N.G.
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 오창JCT RAMP-D교(BICON거더)_S1
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 35.000 m

(2) 거 더 전 장 : 34.900 m

(3) 설 계 지 간 : 34.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 9.170 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트　Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400)　Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 34) = 0.203 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

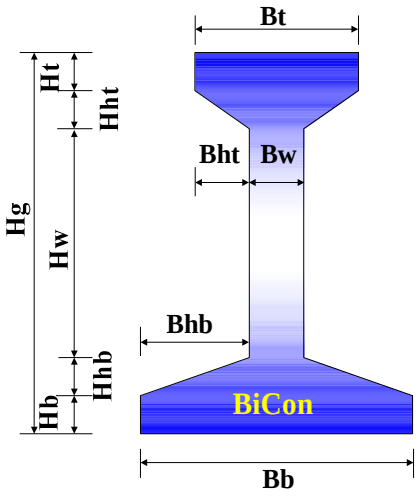
L / 800 = 0.0425 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

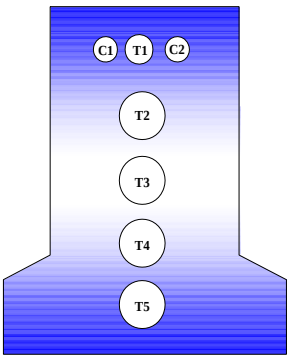
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

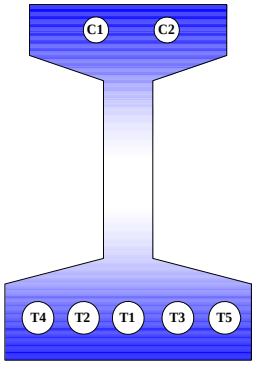
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

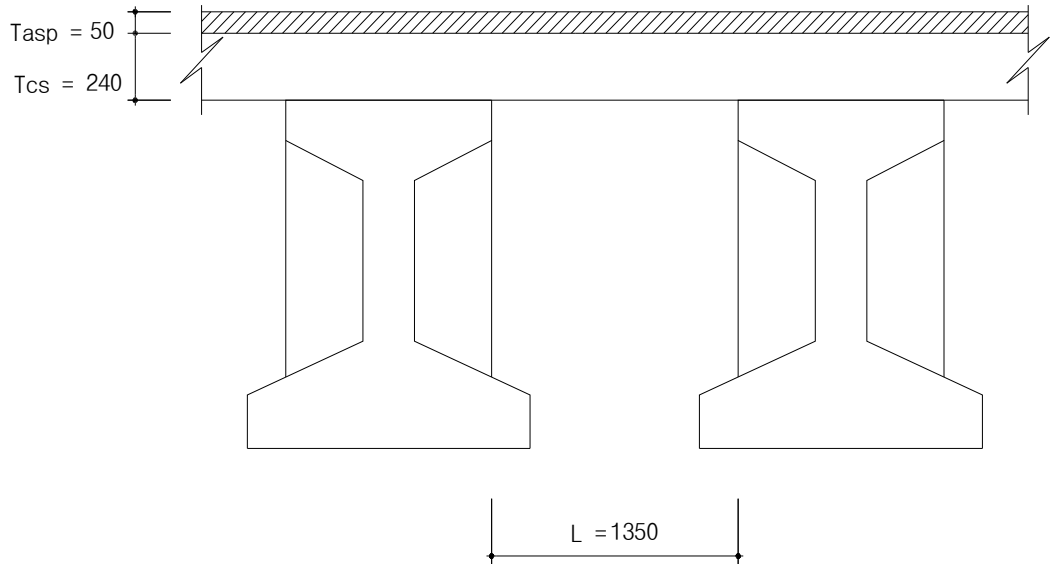
단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	18EA	18EA	0EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	0mm	0mm
초기긴장력		-625kN	-625kN	1250kN	3600kN	3600kN	0kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4.2 켄틸레버인접 중앙지간부 및 쐐기 중앙지간부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.350 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 170.50 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 =$ 1.308 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.363 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.35 + 0.6) · 96 / 9.6 = 25.350 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 20.280 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 45.302 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 21.588 kN · m

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 45302000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 45302000.0 = 0 에서

As(req) = 686.757 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0034

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 686.757

② As(min) = 700.000 ∴ As = 700 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 915.676

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 64.602 kN · m > Mu = 45.302 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.35 × 1000 / 28 = 48.214 mm

Tcan (240mm) > Tmin (48.214mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 21.588 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 118.291 MPa

Fsmax (=118.291MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 118.29) - 3 × 32.00 = 585.731 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 118.29) = 532.585 mm

Sa는 작은 값인 532.585 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 532.585 mm) ---------- **O.K**

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.280 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 111.12 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 469 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 469 mm^2

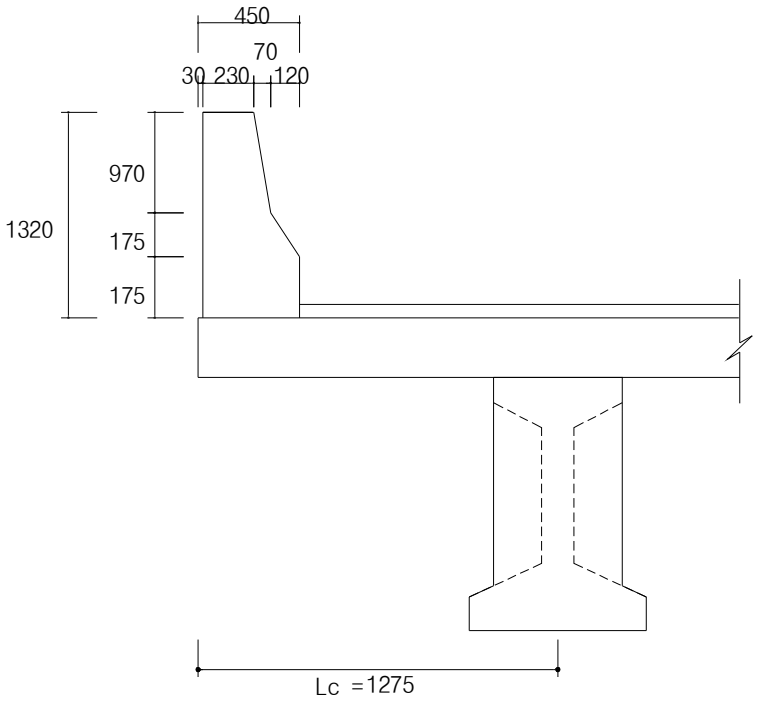
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 469.000 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.125 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 215.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.690	6.797
바닥판	0.210	25.000	5.250	0.438	2.297
포 장	0.021	23.500	0.499	0.213	0.106
방음판			0.000	0.730	0.000
합 계			15.599		9.200

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.240 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.240) · 0.125 ·(1 + 0.300) = 12.581 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(60 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 10.000 kN/m

Mco1 = 10.000 × 1.0 = 10 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 11.700 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.200	
2	활하중	Ml	12.581	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	39.008	21.781	
Case 2	16.104	12.388	
Case 3	30.245	24.751	
Case 4	28.315	21.781	
Case 5	29.082	24.751	
Case 6	43.525	33.481	
Case 7	28.905	24.088	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	43.525	
사 용 하 중	33.481	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 43524838.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1432.500 × 400.000 = 573000.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 24.967 mm , c = 24.967 / β1

= 24.967 / 0.85 = 21.222 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 21.222) / 21.222

= 0.0224

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 43524838.7 = 0 에서

As(req) = 737.525 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0041

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 737.525

② As(min) = 630.000 ∴ As = 737.525 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 983.367

(3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

∑ = 1432.500 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 81.589 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 24.967 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 81.589 kN · m > Mu = 43.525 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.875 × 1000 / 10 = 87.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (87.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 33.481 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00796

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.299

j = 1 - (k / 3) = 0.9

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 144.242 MPa

Fsmax (=144.242 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 19 / 2 = 50.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 144.24) - 2.5 × 50.50 = 419.707 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 144.24) = 436.766 mm

Sa는 작은 값인 419.707 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 419.707 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 12.581 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 54.2 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 494.142 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 494.142 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 494.142 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.200	
2	활하중	Ml	12.581	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			66.057	
Case 2	1.3		1.3		27.170	
Case 3	1.3	2.6		0.65	46.600	
Case 4	1.3	2.6	1.3		59.880	
Case 5	1.2		1.2	1.2	28.644	
적 용					**66.057**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 66056774.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 66056774.2 = 0 에서

As(req) = 1142.562 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1142.562

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1523.416

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1475.050

∴ As = 1475.05 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

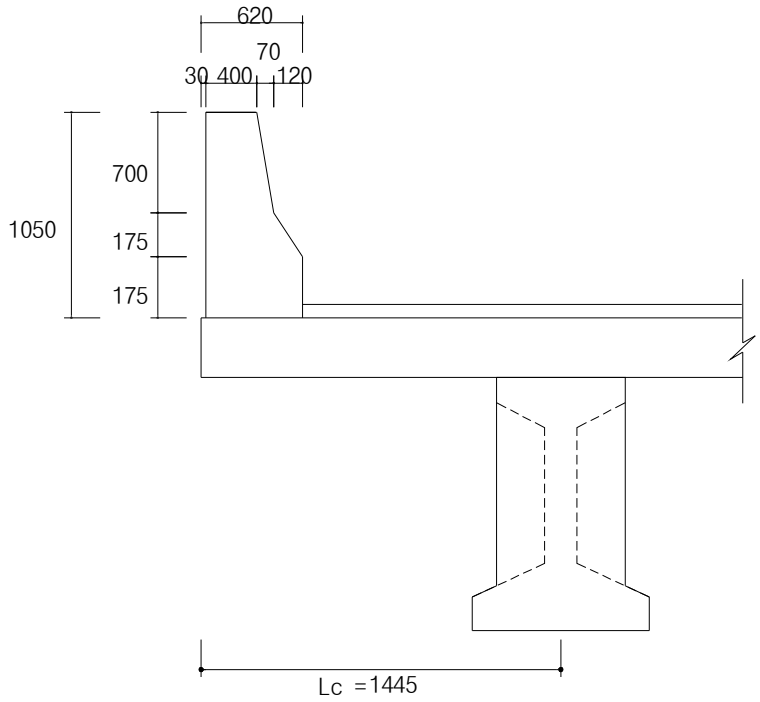
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 66.057 kN · m ---------- O.K

4.3 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.125 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 215.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.772	9.669
바닥판	0.251	25.000	6.275	0.523	3.279
포 장	0.021	23.500	0.499	0.213	0.106
방음판			1.000	0.815	0.815
합 계			20.299		13.869

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.240 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.240) · 0.125 ·(1 + 0.300) = 12.581 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(60 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 10.000 kN/m

Mco1 = 10.000 × 1.0 = 10 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 11.700 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	4.613
활하중 비재하시	0.0030	1170	7.196

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.869	
2	활하중	Ml	12.581	
3	풍하중	Mw	4.613	활하중 재하시
			7.196	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	45.078	26.450	
Case 2	27.384	21.065	
Case 3	37.383	31.062	
Case 4	34.385	26.450	
Case 5	35.945	31.062	
Case 6	49.595	38.150	
Case 7	39.317	32.765	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	49.595	
사 용 하 중	38.150	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 49594538.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 49594538.7 = 0 에서

As(req) = 844.932 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0047

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 844.932

② As(min) = 630.000 ∴ As = 844.932 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1126.576

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 49.595 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 1.045 × 1000 / 10 = 104.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (104.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 38.150 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 145.531 MPa

Fsmax (=145.531 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 145.53) - 2.5 × 52.00 = 411.122 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 145.53) = 432.897 mm

Sa는 작은 값인 411.122 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 411.122 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 12.581 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 47.992 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 566.104 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 566.104 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 566.104 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.869	
2	활하중	Ml	12.581	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	4.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			72.126	
Case 2	1.3		1.3		33.240	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.738	
Case 4	1.3	2.6	1.3		65.949	
Case 5	1.2		1.2	1.2	36.218	
적 용					**72.126**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 72126474.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 72126474.2 = 0 에서

As(req) = 1254.763 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0070

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1254.763

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1673.017

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1689.864

∴ As = 1689.864 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

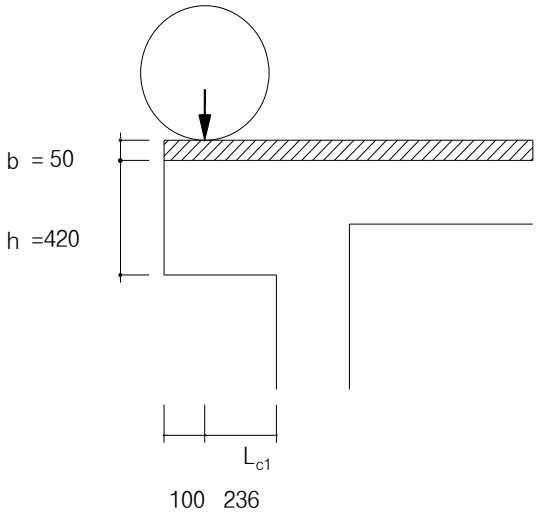
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 72.126 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_S = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_C = 0.1 + 0.236 = 0.336 m

Wd = 0.470 x 25 = 11.750 kN/m^2

MD = Wd × L_C^2 / 2 = 0.663 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{C1}) = 0.054 ≤ 0.300 ∴ i = 0.054

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.236 + 0.98 = 1.063 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 27.718 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 60.455 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 60455241.5 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 420.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 228.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (228.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0325

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 77520 As - 60455241.5 = 0 에서

As(req) = 804.612 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0035

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 804.612

② As(min) = 798.000 ∴ As = 804.612 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1072.816

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

∑ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

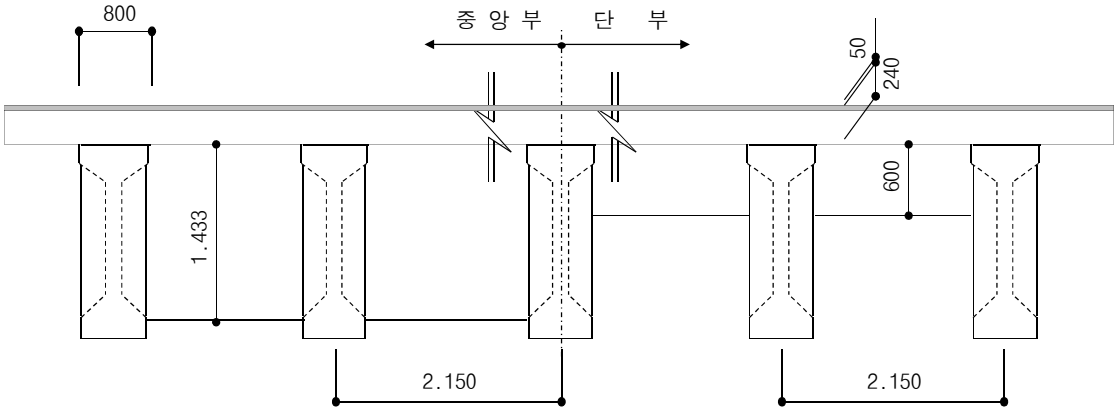
(4) 설계휨강도

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 95.852 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ ϕ_f · Mn = 95.852 kN · m > Mu = 60.455 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

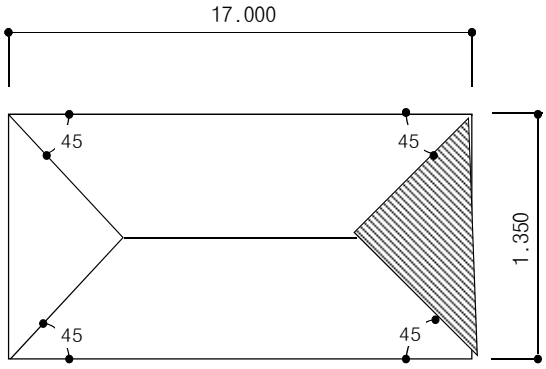
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.150 m

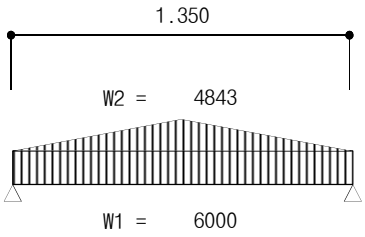
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 ° 가로보 사지간 1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (90.0) = 0.400 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (90.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 6000 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.675 × 2500 + 0.050 × 0.675 × 2350) × 10 = 4843 N/m

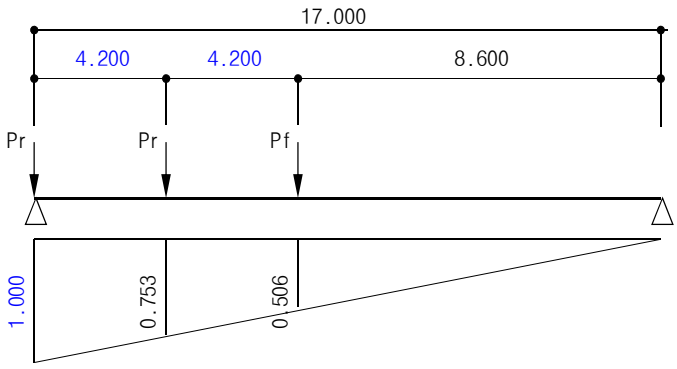
작용 단면력

Rad = 6000 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 4843 × 1/2) × 1/2 = 5685 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{6000 \times 1.350^2}{8} + \frac{4843 \times 1.350^2}{12} = 2102 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



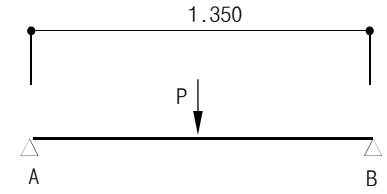
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.000} = 0.263 < 0.3$$

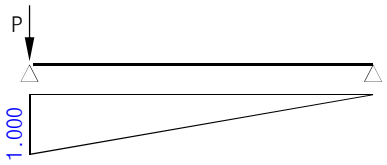
$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.753\ ) + 24.0 \times 0.506\ )\} \times 1.263 = 227.903\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{227.903 \times 1.350}{4}$$

$$= 76.917 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 227.903 \times 1.000 = 227.903 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	2.102	76.917
Vu	kN	5.685	227.903

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 2.102 + 2.150 \times 76.917 = 168.105 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 5.685 + 2.150 \times 227.903 = 497.382 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

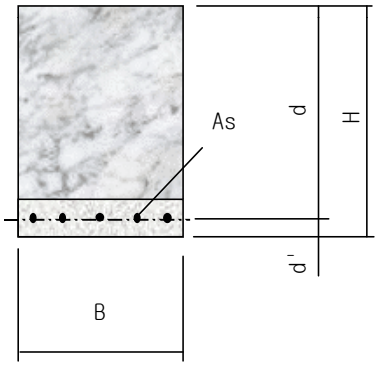
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 168.105 kN·m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm　　d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85



[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1520.1 × 300 = 456030

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 49.676 mm , c = 49.676 / β1

= 49.676 / 0.85 = 42.225 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (770 - 42.225) / 42.225

= 0.0517

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.03268 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -4.167 As² + 196350 As

= 168105000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 872.3 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 1,333.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,163.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 385.00 mm > c = a/0.85 = 58.44 mm

Max. a = 0.85 ×c = 327.25 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.68 mm

jd = d - a/2 = 745.16 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 288.844 kN·m > Mu = 168.105 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 0.770 = 1.753 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

Φ · Vn = Φ · 2 · (√ fck/3) · bo · d

= 0.8 × 2 × (√27 / 3) × 400 × 770 × 10^{-3}

= 853.555 kN > Su = 497.382 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

Φ · Vc = Φ · √fck / 6 · bo · d

= 0.8 × √27 / 6 × 400 × 770 × 10^{-3}

= 213.389 kN < Su = 497.382 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 1.753}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 1.753}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

Φ · Vn = Φ · Vc + Φ · Vs

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ Φ · Vn = 853.555 > Vu = 497.382 kN **O.K.**

4.4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

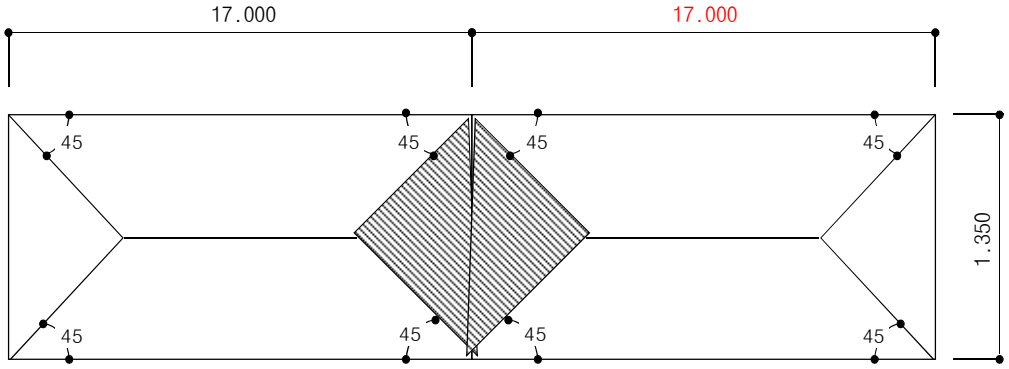
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 °　　가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

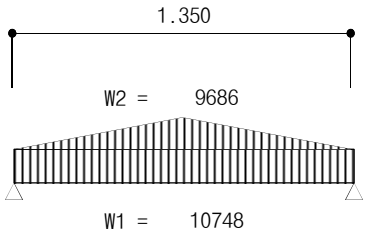
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (90.0) = 0.300 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10748 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



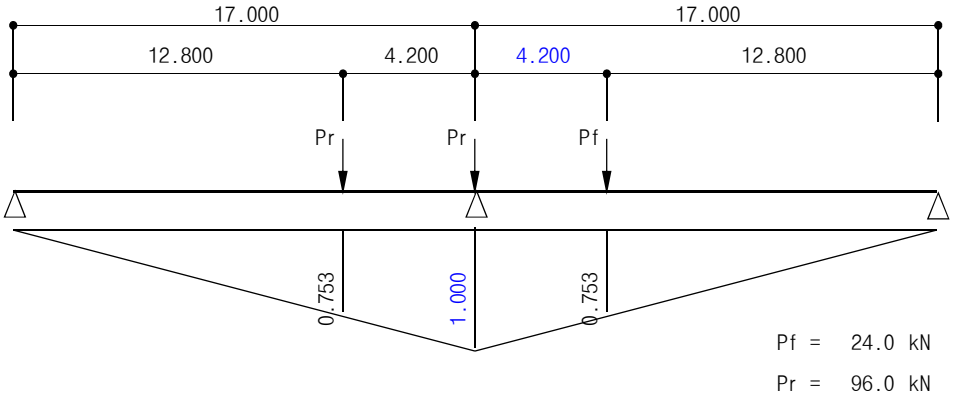
작용 단면력

Rad = 10748 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 10524 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10748 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 3920 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

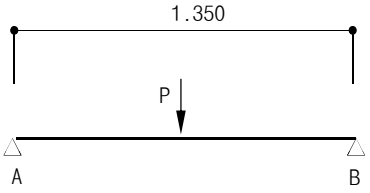
ⓐ DB-24 하중



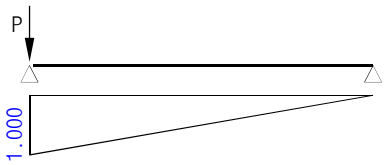
$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 17.000} = 0.263 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.753) + 24.0 \times 0.753 \} \times 1.263 = 235.402 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$Ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.402 \times 1.350}{4} = 79.448 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 235.402 \times 1.000 = 235.402 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

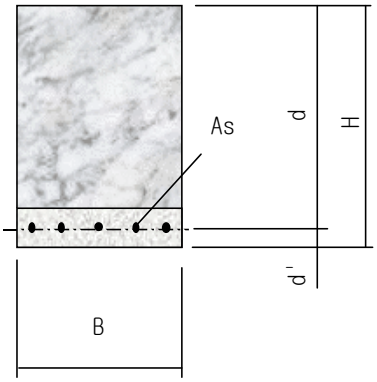
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	3.920	79.448
Vu	kN	10.524	235.402

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\, m_d + 2.15\, m_l = 1.300 \times 3.920 + 2.150 \times 79.448 = 175.909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3\, S_d + 2.15\, S_l = 1.300 \times 10.524 + 2.150 \times 235.402 = 519.796 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck =	27	MPa	fy =	300	MPa
Mu =	175.909	kN·m			
b =	300.0	mm	h =	1673.0	mm
d' =	70.0	mm	d =	1603.0	mm
Ø(Bending) =	0.85				

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 175909000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 432.9 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 577.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1013.4 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 175.909 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 1.603 = 0.842 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 519.796 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 519.796 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 519.796 kN **O.K.**

4.4.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

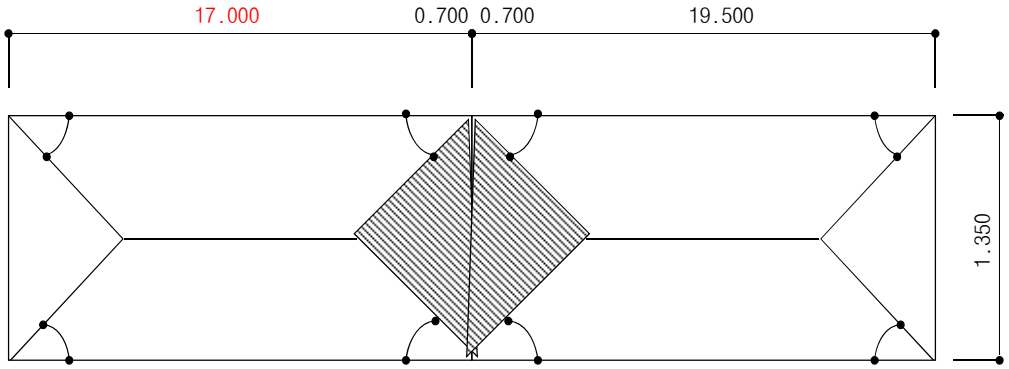
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 °　　가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN(90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중

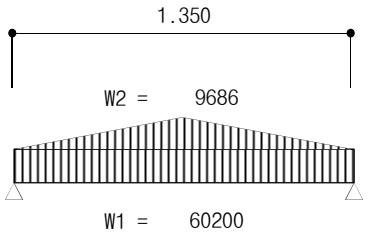


빔　　폭: 1.400 × SIN (90.0) = 1.400 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 50155 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



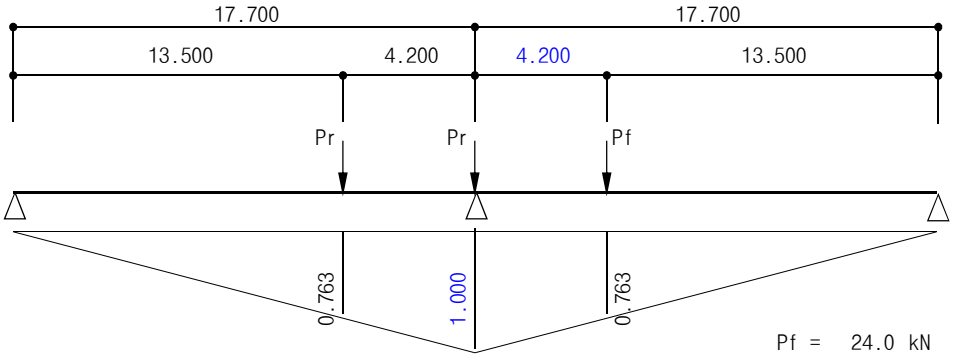
작용 단면력

Rad = 60200 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 43904 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60200 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 15185 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



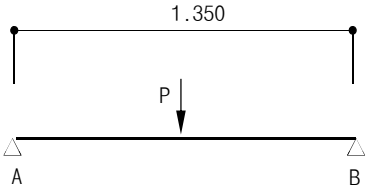
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.700} = 0.260 \quad < 0.3$$

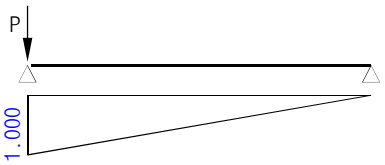
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.763) + 24.0 \times 0.763 \} \times 1.260 = 236.319 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{236.319 \times 1.350}{4}$$

$$= 79.758 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 236.319 \times 1.000 = 236.319 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	15.185	79.758
Vu	kN	43.904	236.319

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\, m_d + 2.15\, m_l = 1.300 \times 15.185 + 2.150 \times 79.758 = 191.220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3\, S_d + 2.15\, S_l = 1.300 \times 43.904 + 2.150 \times 236.319 = 565.161 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 191.220 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.00934 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -1.190 As^2 + 408765 As

= 191220000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 468.4 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 9,717.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 624.6 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 **O.K.**

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 191.220 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 1.603 = 0.842 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 565.161 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 565.161 kN **O.K.**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

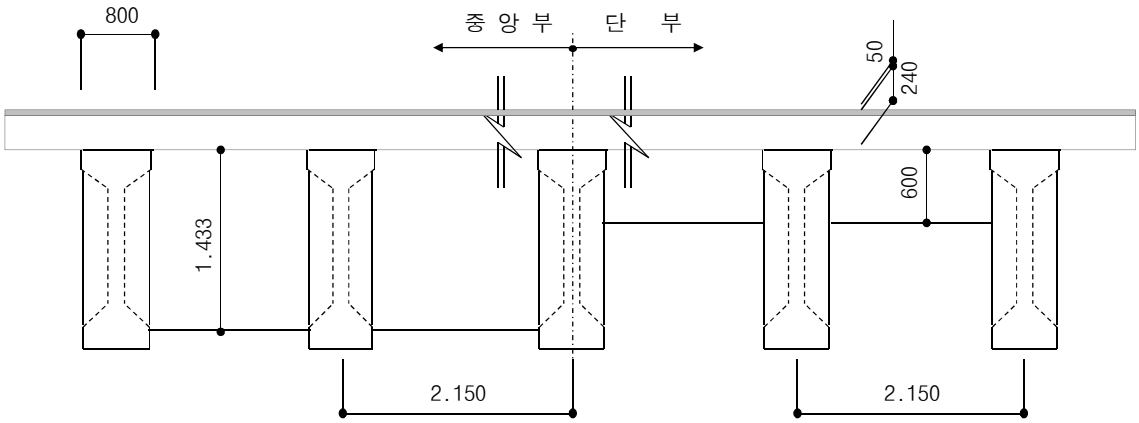
- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 565.161 kN **O.K.**

4.6 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

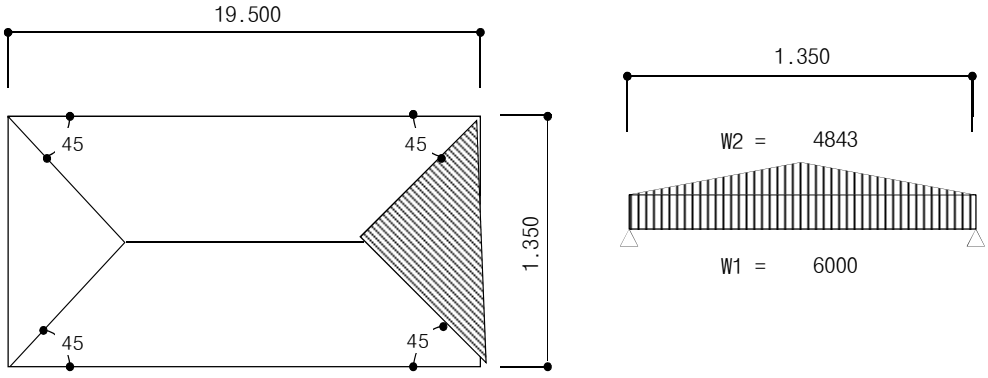
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 ° 가로보 사지간 1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중



빔 폭: 0.400 × SIN (90.0) = 0.400 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (90.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 6000 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.675 × 2500 + 0.050 × 0.675 × 2350) × 10 = 4843 N/m

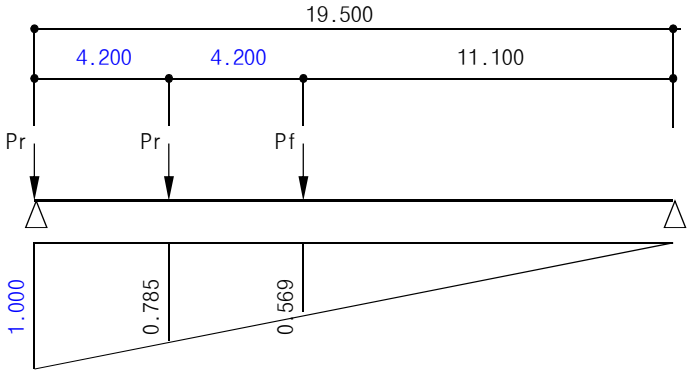
작용 단면력

Rad = 6000 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 4843 × 1/2) × 1/2 = 5685 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{6000 \times 1.350^2}{8} + \frac{4843 \times 1.350^2}{12} = 2102 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



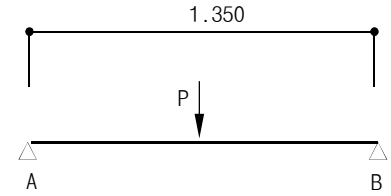
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

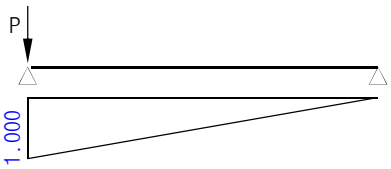
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.569)\} \times 1.252 = 231.619 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{231.619 \times 1.350}{4}$$

$$= 78.171 \ kN \cdot m$$



RAl = 231.619 × 1.000 = 231.619 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	2.102	78.171
Vu	kN	5.685	231.619

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l$ = 1.300 × 2.102 + 2.150 × 78.171 = 170.801 kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l$ = 1.300 × 5.685 + 2.150 × 231.619 = 505.371 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

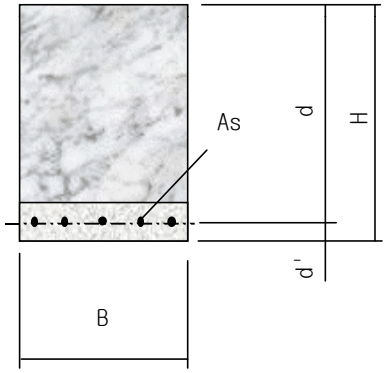
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 170.801 kN·m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm　　d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85



[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1520.1 × 300 = 456030

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 49.676 mm , c = 49.676 / β1

= 49.676 / 0.85 = 42.225 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (770 - 42.225) / 42.225

= 0.0517

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.03268 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -4.167 As² + 196350 As

= 170801000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 886.6 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 1,333.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,182.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 385.00 mm > c = a/0.85 = 58.44 mm

Max. a = 0.85 ×c = 327.25 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.68 mm

jd = d - a/2 = 745.16 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 288.844 kN·m > Mu = 170.801 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 0.770 = 1.753 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

Φ · Vn = Φ · 2 · (√ fck/3) · bo · d

= 0.8 × 2 × (√27 / 3) × 400 × 770 × 10^{-3}

= 853.555 kN > Su = 505.371 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

Φ · Vc = Φ · √fck / 6 · bo · d

= 0.8 × √27 / 6 × 400 × 770 × 10^{-3}

= 213.389 kN < Su = 505.371 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 1.753}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 1.753}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 505.371 kN **O.K.**

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

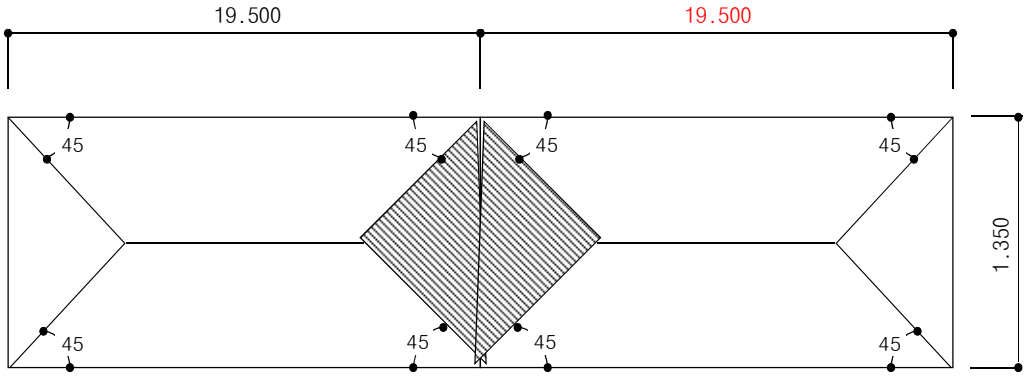
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 °　　가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

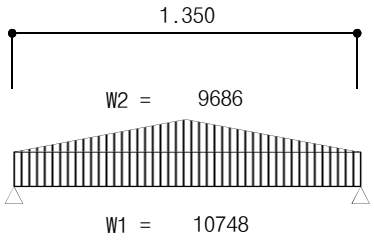
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (90.0) = 0.300 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10748 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



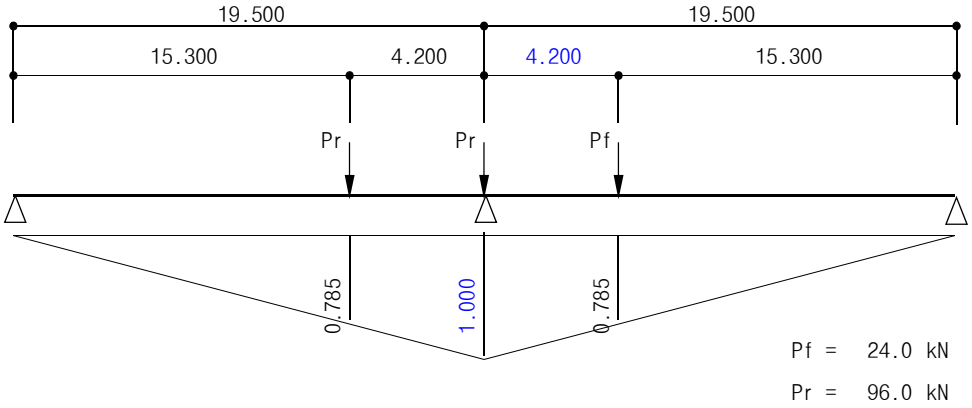
작용 단면력

Rad = 10748 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 10524 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10748 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 3920 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



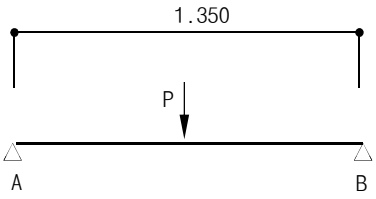
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

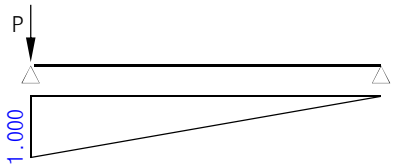
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.785)\} \times 1.252 = 238.150 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.150 \times 1.350}{4}$$

$$= 80.376 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 238.150 × 1.000 = 238.150 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

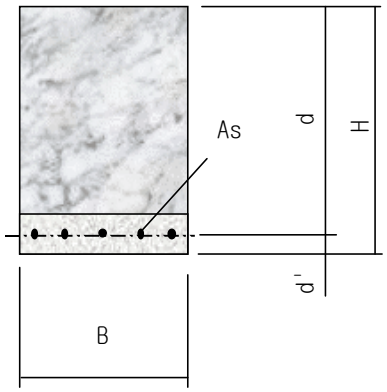
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	3.920	80.376
Vu	kN	10.524	238.150

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 3.920 + 2.150 \times 80.376 = 177.904$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 10.524 + 2.150 \times 238.150 = 525.704$ kN · m

3) 휨 검토



[설계조건]

fck =	27	MPa	fy =	300	MPa
Mu =	177.904	kN·m			
b =	300.0	mm	h =	1673.0	mm
d' =	70.0	mm	d =	1603.0	mm
Ø(Bending) =	0.85				

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 177904000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 437.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 583.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1013.4 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 177.904 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 1.603 = 0.842 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 525.704 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 525.704 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 90.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 525.704 kN **O.K.**

4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

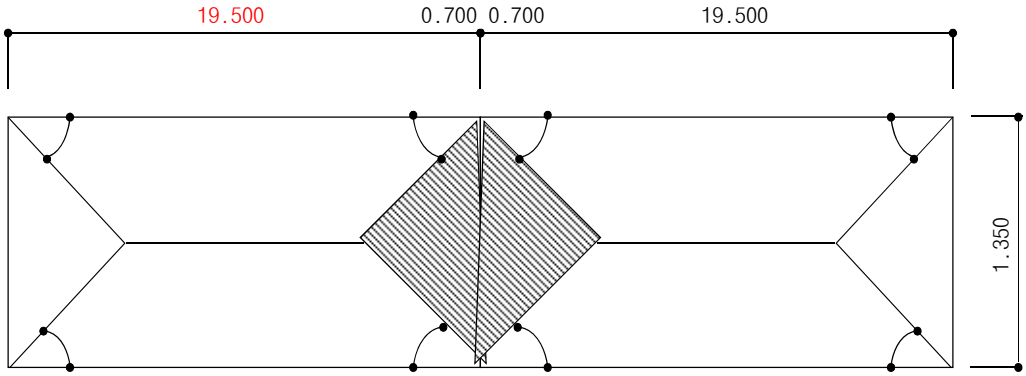
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 °　　가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN(90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중

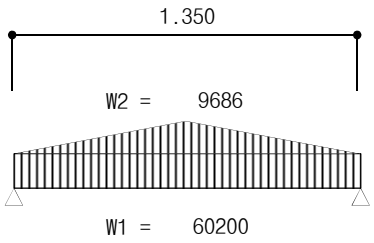


빔 폭: 1.400 × SIN (90.0) = 1.400 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 50155 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



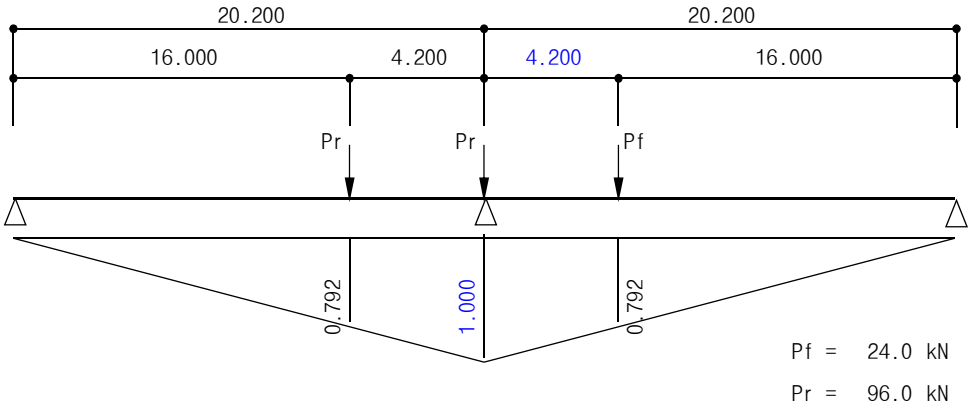
작용 단면력

Rad = 60200 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 43904 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60200 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 15185 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



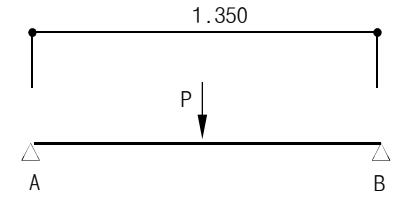
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수(i)} = \frac{15}{40 + 20.200} = 0.249 \quad < 0.3$$

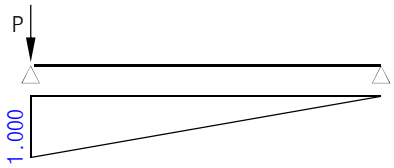
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.792) + 24.0 \times 0.792)\} \times 1.249 = 238.641 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.641 \times 1.350}{4}$$

$$= 80.541 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 238.641 \times 1.000 = 238.641 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	15.185	80.541
Vu	kN	43.904	238.641

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 15.185 + 2.150 \times 80.541 = 192.904$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 43.904 + 2.150 \times 238.641 = 570.153$ kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 192.904 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.00934 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -1.190 As² + 408765 As

= 192904000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 472.6 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 9,717.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 630.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 **O.K.**

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 192.904 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 1.603 = 0.842 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 570.153 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 570.153 kN **O.K.**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

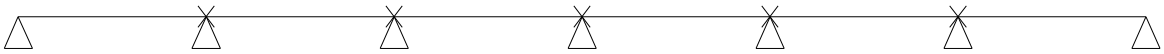
∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 570.153 kN **O.K.**

4.6 3경간 연속부 검토

1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 흡수
2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간
본 계산에서는 2차 고정하중 및 활하중에 의해 발생하는 부모멘트에 대하여 설계한다.

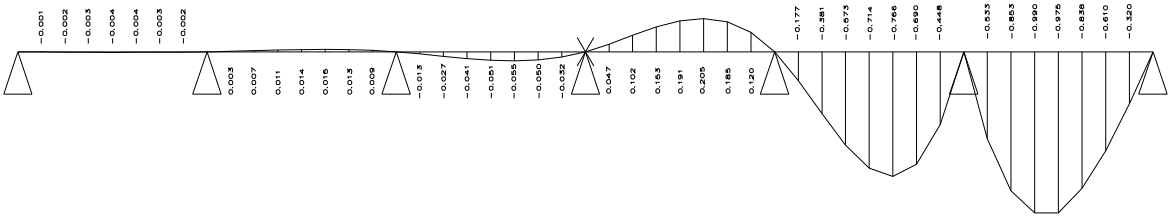
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (35.000m + 5 @ 40.000m = 235.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)
- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 40.000)$$
$$= 0.188 \leq 0.3$$

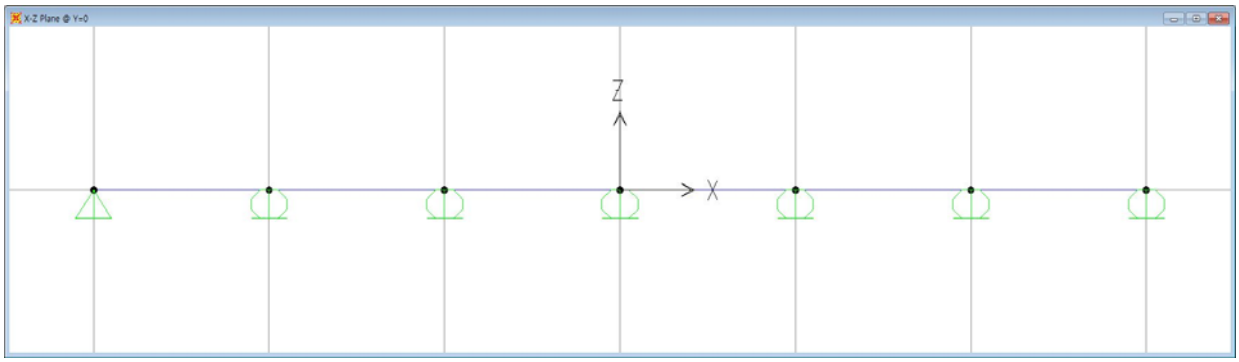
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.394	1	25.000	9.850	
방음벽기초	0.501	1	25.000	12.525	
포 장	0.405	1	23.500	9.518	
방음판		0		0.000	
합 계				31.893	

$$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$$
$$= (-0.001 + 0.002 + -0.0027 + 0.0043 + 0.0030 + 0.0092) \times 0.1 \times 31.893 \times 1600.000$$
$$= 66.812 \ kN \cdot m$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

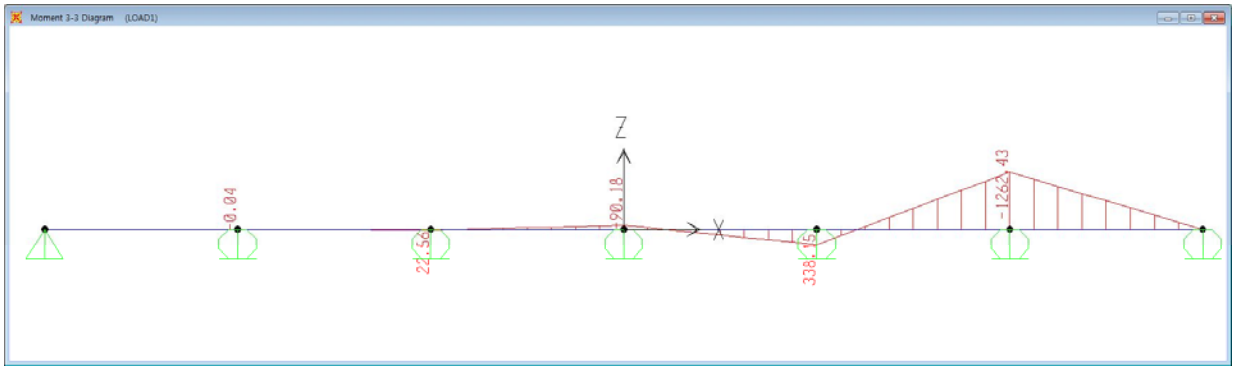
1) 모델링



2) 단면성질

중앙부 합성단면	A(m^2)	I(m^4)
S1	1.3664	0.7877
S2~S6	1.3712	0.7927

3) 지점침하 하중(가정침하량 10mm)



∴ Md_max = 1262.430 × 4 ea = 5049.720 kN · m

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.188 × 2 차선 = 456.192 kN

② Pf = 48.0 × 1.188 × 2 차선 = 114.048 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.003 + {(0.003675 − 0.003) / 5.000 } × -0.80 = 0.003

Pr = 0.0037

Pr = 0.004 + {(0.0037 − 0.004) / 5.000 } × -0.80 = 0.004

ML = { 456.192 × (0.0037 + 0.004)} × 0.1 × 40.000 +
(114.048 × 0.003) × 0.1 × 40.000

= 16.134 kN · m

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

ML = 16.134 × 1.000 = 16.13 kN · m

2) DL 24

① W = 12.7 × 1.188 × 2 차선 = 30.163 kN

② Pm = 108 × 1.188 × 2 차선 = 256.500 kN

ML = { 30.163 × (-0.001 + 0.002 + 0.0043425)} × 0.1 × 1600.000 +
{ 256.500 × (0.004 + 0.000)} × 0.1 × 40.000

= 33.013 kN · m

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

ML = 33.013 × 1.000 = 33.01 kN · m

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (☞ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φs, t' = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\Phi s(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h}$

$= 1.457$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

= (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

$= \{ 2 \times 9170 \times 240) \} / \{ 2 \times 9170 + 240) - 4 \times 800 \} = 282$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} \} = 0.55$

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 282 + 250$

$= 691$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.457 \times 2.84 \times 0 = 2.276$

$\therefore \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 2.276 \times 1$

$= 2.276$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} : 1.464$

여기서, h = (2 × Ac) / u

= (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더갯수)

= (× 9E+05 × 4) / (6456 × 4) = 270

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 2.245

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8$ 48 + 8 = 56

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0. 70)^{18}] \times 270 + 250$

= 673 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.245 ×0.3 = 1.285

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

= 1.285 × 1 = 1.285

2) 건조수축율 (ε_{sh}) (☞ 도.설 4.2.3.4)

① 바닥판의 건조수축 계수 (ts = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc} (9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$

$= [160 + 10 \beta_{sc} (35 / 10))] \times 10^{-6}$

= 0.000435

여기서, β_{sc} = 5 ; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3] : 40\% \le RH \ 99\%$

$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$

= -1.02

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t - t_s)} / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

= 282

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

= 0.000435 ×-1.01 = -0.000443

∴ $\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t- t_s)$

= -0.000443 × 1 = -0.000443

② Beam의 건조수축 계수 (ts = 90일, t = ∞일, RH = 70%)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ f_{cu} / 10\ )\ )\ ] \times 10^{-6}$

$= [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ 48 / 10\ ))\ ] \times 10^{-6}$

$= 0.00037$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55\ [\ 1 - (\ RH / 100\ )^3\ ]$: $40\% \leq RH \leq 99\%$

$= -1.55 \times [\ 1\ \ 70 / 100\ )^3\ ]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(\ t - t_s\ )} / \{\ 0.035h^2 + (\ t - t_s\ )\} = 1$

여기서, $h = 2Ac / u$ = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 270$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$

$\therefore\ \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(\ t - t_s\ )$

$= -0.000377 \times 1$

$= -0.000377$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.276	1.285	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2150 mm (5.4 바닥판 합성단면)

강선도심까지 거리 : 657 mm (5.2 순단면)

거더상연까지 거리 : 868 mm (5.4 바닥판 합성단면)

슬래브중심까지 거리 : 868 + 240 / 2 = 988 mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443

Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : 2150 × 240 = 516000 mm^2

$P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 24422 × 5E+05 = 831716 N

$M_c = P_c \times y_c$ = 831716 × 988 = 821735408 N · mm = 821.735 kN · m

M_c = 1 × 821.735 = 821.735 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 × 1600 × 1185 = 1516800 N

$w = (8 \times P \times e) / \ell^2$

$= (8 \times 4 \times 1516800 \times 657) / 40000^2$

= 19.931 N/mm 19.931 kN/m

따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

∴ Mps = 21 × W × ℓ^2 / 200 = 3348.408 kN · m

* 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\phi})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 3348.408 kN · m

$\phi = \phi_s - \phi_t$ 2.276 - 1.285 = 0.991

$= (2585.6 - 3348.408) \times (1 - e^{-0.916})$ = 479.650 kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	821.735	479.650

(8) 부재력의 합계

$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8$ (단 $\sum Mu \geq 0.9M$) (도로교설계기준 2010 p.4-188)

여기서, $\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$w = R / a$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$\sum Mu$ = 1.3 × 66.8 + 2.15 × 33.0 = 157.8 kN · m

= (1.3 × 66.8 + 2.15 × 33.0) - 2084.779 = -1926.9 kN · m

∴ Mu = 157.8 / 9.170 = 17.2 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 66.8 + 1.3 × 33.0 + 1.3 × 6351.1 = 8386.2 kN · m

= (1.3 × 66.8 + 1.3 × 33.0 + 1.3 × 6351.1) - 2084.779

= 6301.4 kN · m

∴ Mu = 8386.2 / 9.170 = 914.5 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 914.527 kN · m / m

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 914526515.534 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 1673.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 1543.0 (mm) , d' = 130.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 계 수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a/2)

-2.963 As^2 + 524620 As -914526515.534 = 0 에서

As(req) = 1760.726 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0011

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 1760.726

② As(min) = 5400.500 → ∴ As = 2347.64 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2347.635

(3) 사용 철근량

1 단 배근 철근간격: 125 N = 16

① H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

② H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

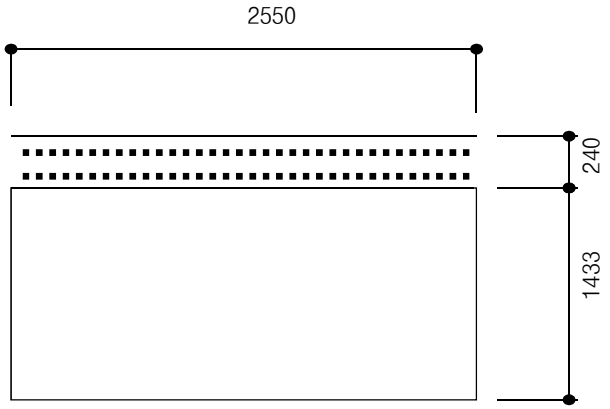
∑ = 6193.600 mm^2 **O.K**

(4) 설계휨강도

ϕf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 3135.625 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ ϕf Mn = 3135.625 kN · m > Mu = 914.527 kN · m **O.K**



4.6.3 주장율 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 2% 이상의 교축 방향 철근 배근
* 주장율 : 0.0045 mm/mm^2 이상 (주장율 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)
* Ac = 1000 × 240 = 240,000 mm^2
* As' = 240000 × 0.02 = 4800.0 mm^2
* 사용 철근량

위 치	직 경	간 격(mm)	면 적(mm^2)	갯 수(EA)	총 면 적(mm^2)
1 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
2 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
			∑	16	6193.600

* As = 6193.600 mm^2 > 4800.0 mm^2 **O.K**
* 철근직경 = 22.20 mm
* 주 장 율 = π×22.20×16/240000 = 0.005 > 0.0045 mm/mm^2 **O.K**

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 10.89 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 1673.00mm d = 1543.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0040

np = 0.03322

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2+2np\}}$

= 0.22666

j = 1 - k / 3 = 0.9244

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 1.232 MPa

As-use : ┌ H 22 @ 125 = 3096.80 철근간격= 125.00mm (2 단 배근)

└ H 22 @ 125 = 3096.80 N = 16

d_c = 60.00mm (슬래브 상면피복) n = 8

R = 1.35 (슬래브)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = z - Hn / 2

= 49 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / Fsmax) -2.5 Cc

= 63788.003 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 51128.402 mm

Sa는 작은 값인 51128.4 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 51128.402 mm) **O.K**

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2003, p.80)

Tmin = L/28 지간 = 1.95m

= 0.070

= 69.64mm < Tuse = 1673.00cm

∴ **처짐 검토 생략**

(3) 피로 검토

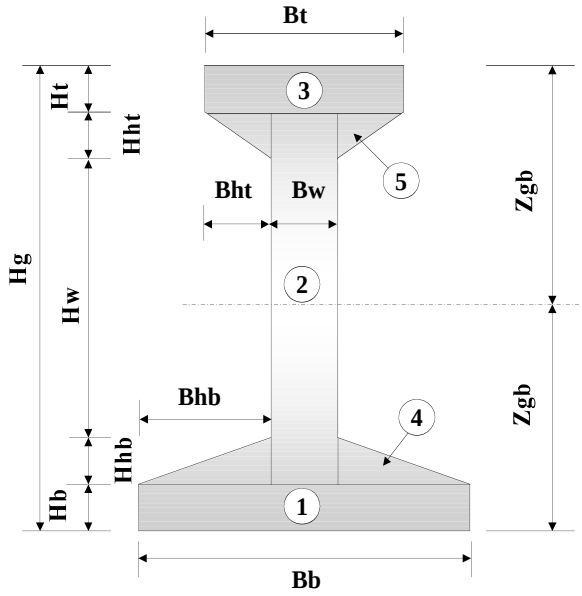
M_L = 3.600 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 0.407 MPa < 150 MPa

O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

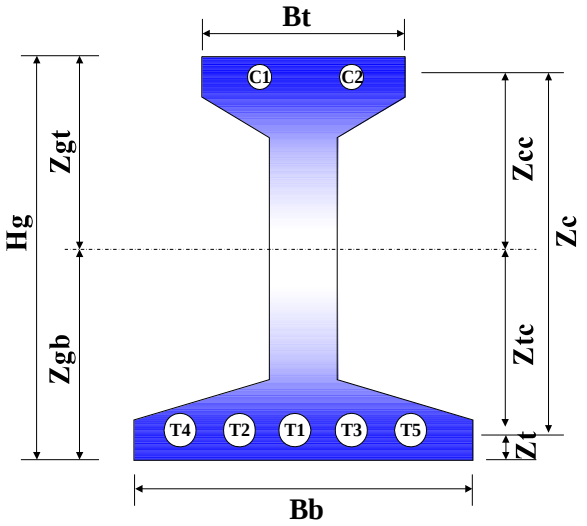


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z^2	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
∑ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zgb^2 0.348084 m^4

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
∑		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
∑		0.02117	0.152	0.00322	0.00056	1.311E-05

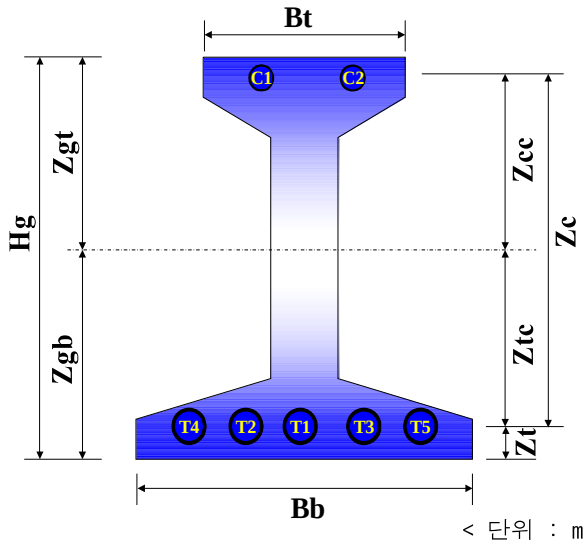
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 : 0.000084 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z^2	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02117	0.152	-0.00322	-0.00049	-0.000084
∑	0.84708	0.757	0.64165	0.47436	0.348000

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.757480 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.042520 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.917520 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.605208 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.336328 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
∑		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 = 2.513E-07 m^4

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z^2	Io
T1	7	0.00097	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T3	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T4	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
∑		0.00596	0.1494	0.00089	0.00015	1.067E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 1.9356E-05 m^4

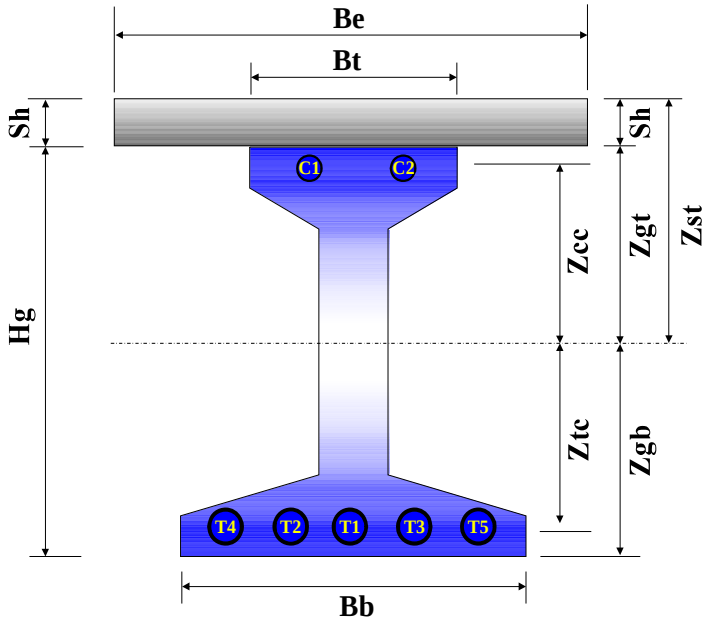
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
순 단 면	1.000	0.84708	0.757	0.64165	0.48604	0.336328
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.03861	0.149	0.00577	0.00086	1.253E-04
∑		0.90197	0.748	0.67468	0.53256	0.336455

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.748007 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.051993 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.926993 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.598588 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.364352 m^4

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.375 m

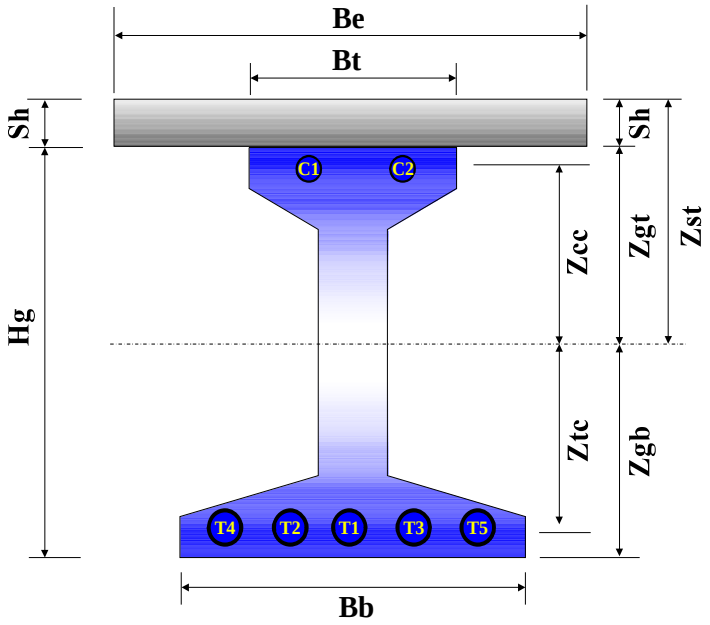
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.208	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.815	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.350	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.350	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90197	0.748	0.67468	0.50466	0.364352
바닥판	0.900	0.50760	1.920	0.97459	1.87122	0.002436
∑		1.40957	1.170	1.64927	2.37588	0.366789

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.170053 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.629947 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.504947 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.020635 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.869947 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.812935 m^4

5.4.2 G2~G3 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

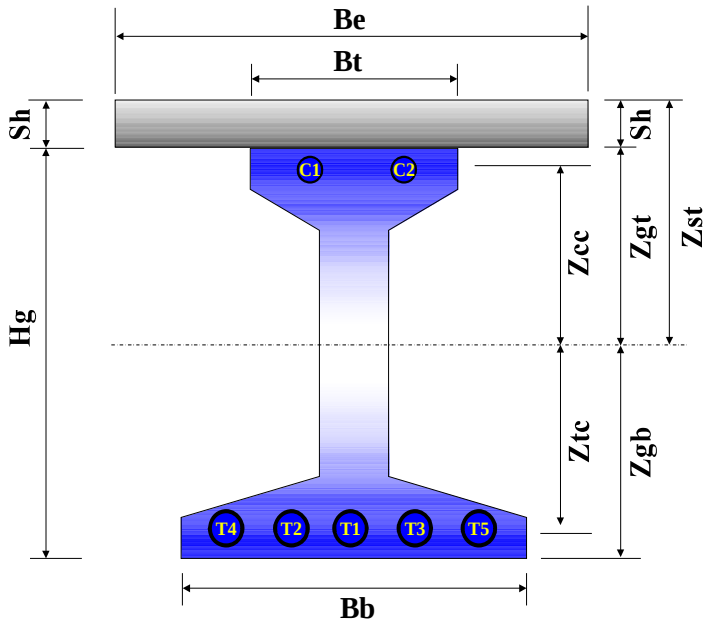
거더 경간의 1/4	=	8.50	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.150	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.150	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90197	0.748	0.67468	0.50466	0.364352
바닥판	0.900	0.46440	1.920	0.89165	1.71196	0.002229
∑		1.36637	1.146	1.56633	2.21663	0.366581

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.146342 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.653658 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.528658 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.996924 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.893658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.787663 m^4

5.4.3 G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.545 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.378	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.985	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.520	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.520	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90197	0.748	0.67468	0.50466	0.364352
바닥판	0.900	0.54432	1.920	1.04509	2.00658	0.002613
∑		1.44629	1.189	1.71977	2.51125	0.366965

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.189094 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.610906 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.485906 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.039675 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.850906 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.833239 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.84708	0.336328		1.043	-0.757	0.918	-0.605
PS강재 환산단면	0.90197	0.364352		1.052	-0.748	0.927	-0.599
바닥판 합성단면	1.40957	0.812935	0.870	0.630	-1.170	0.505	-1.021

5.5.2 G2~G3 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.84708	0.336328		1.043	-0.757	0.918	-0.605
PS강재 환산단면	0.90197	0.364352		1.052	-0.748	0.927	-0.599
바닥판 합성단면	1.36637	0.787663	0.894	0.654	-1.146	0.529	-0.997

5.5.3 G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.84708	0.336328		1.043	-0.757	0.918	-0.605
PS강재 환산단면	0.90197	0.364352		1.052	-0.748	0.927	-0.599
바닥판 합성단면	1.44629	0.833239	0.851	0.611	-1.189	0.486	-1.040

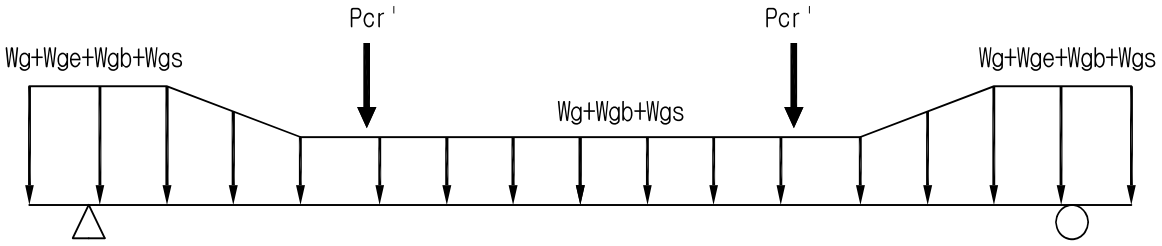
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.847	×	25000			=	21177	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1	×	25000 × 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T3 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	2 EA	×	18 EA	=	396	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.350 × 25000 = 14100 N/m

(2) G2~G3 거더 : 0.240 × 2.150 × 25000 = 12900 N/m

(3) G4 거더 : 0.240 × 2.520 × 25000 = 15120 N/m

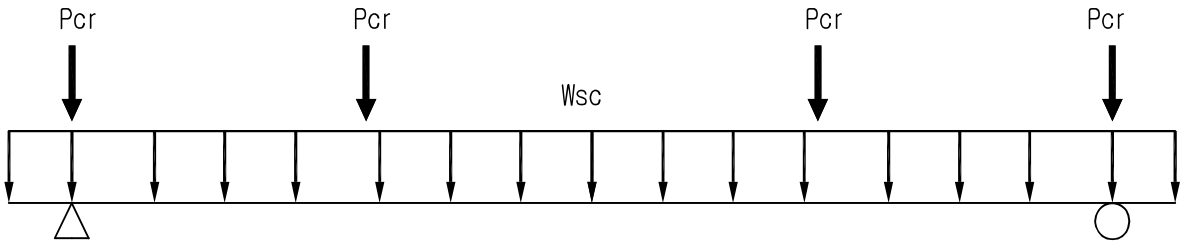
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.08 × 25000 = 11556 N

(2) G2~G3 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.15 × 25000 = 23113 N

(3) G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.08 × 25000 = 11556 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방음벽기초(우) : A × w = 0.618 × 25000 = 15449 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

(4) 기타 하중

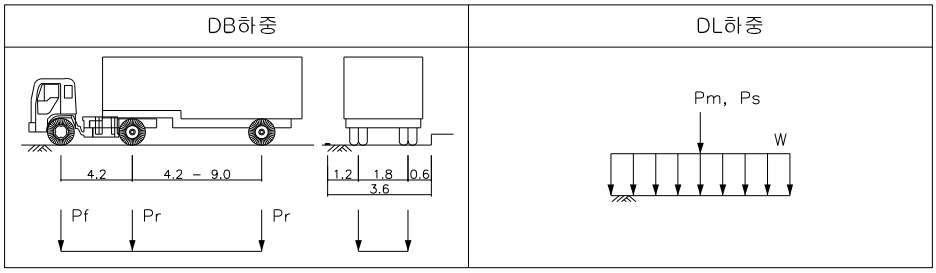
	위치	하중크기
1) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
2) 난간(우)	8.855m	1000N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 2 차로

(2) 차 로 폭 : 3.6 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.816635	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.022590	0.003911
요소 중심간격(V)	2.150	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 4.585m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 34.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 11397.933

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.592$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 135.088

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.152$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 $[B]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

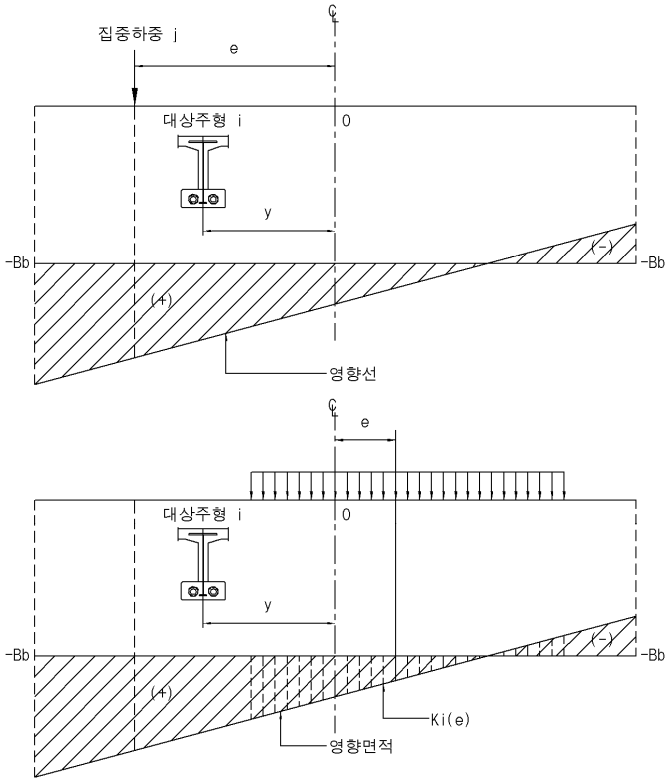
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 $[E]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0)×√(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
-1.00×Bb	-4.585	-0.094	0.035	0.290	0.768	1.000
-0.75×Bb	-3.439	-0.028	0.106	0.315	0.608	1.000
-0.50×Bb	-2.293	0.035	0.173	0.336	0.455	1.000
-0.25×Bb	-1.146	0.106	0.238	0.340	0.316	1.000
0.00×Bb	0.000	0.194	0.298	0.304	0.203	1.000
0.25×Bb	1.146	0.306	0.336	0.244	0.114	1.000
0.50×Bb	2.293	0.443	0.336	0.178	0.044	1.000
0.75×Bb	3.439	0.592	0.314	0.112	-0.018	1.000
1.00×Bb	4.585	0.743	0.290	0.045	-0.078	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
방호벽(좌)	4.400	0.718	0.294	0.056	-0.068	1.000
방음벽기초(우)	-4.317	-0.078	0.052	0.296	0.729	1.000
콘크리트포장	0.085	1.976	2.098	2.090	1.937	8.100
난간(좌)	4.440	0.723	0.294	0.054	-0.070	1.000
난간(우)	-4.270	-0.075	0.055	0.297	0.723	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
DB1	2.635	0.978	0.653	0.316	0.053	2.000
DB2	-0.965	0.249	0.493	0.648	0.610	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
DL1	2.635	0.487	0.330	0.158	0.025	1.000
DL2	-0.965	0.119	0.248	0.337	0.296	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	합계
DB1	0.978	0.653	0.316	0.053	2.000
DB2	0.249	0.493	0.648	0.610	2.000
DB12	1.227	1.145	0.965	0.663	4.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	합계
DL1	0.487	0.330	0.158	0.025	1.000
DL2	0.119	0.248	0.337	0.296	1.000
DL12	0.606	0.579	0.495	0.321	2.000

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN·m)

구 분	G1	G2~G3	G4	저 항 단 면	비 고
거더 자중	3323.2	3323.2	3323.2	순 단 면	
합성전 고정하중	2134.3	2059.2	2281.5	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1047.3	1422.5	1581.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	2531.6	1991.3	2528.8		
DL 활하중	2196.8	1708.4	2194.4		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	2531.6	1991.3	2528.8		
합 계	9036.4	8796.2	9715.4		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G3	G4	저 항 단 면	비 고
거더 자중	420.6	420.6	420.6	순 단 면	
합성전 고정하중	245.5	230.9	262.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	136.5	151.1	208.5	바닥판 합성단면	
DB 활하중	345.4	336.3	340.8		
DL 활하중	304.7	282.7	300.8		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	345.4	336.3	340.8		
합 계	1147.9	1138.8	1232.7		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	437.954	437.954	437.954	437.954	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	263.379	259.774	259.774	281.178	
합성후	136.235	133.861	151.707	220.445	
ADD	837.568	831.589	849.434	939.577	
DB1	264.608	193.141	109.971	34.241	
DB2	88.653	149.635	186.677	179.674	
DB12	353.261	342.776	296.647	213.914	
DL1	238.741	162.294	94.772	32.415	
DL2	80.619	126.163	158.291	161.982	
DL12	319.359	288.460	253.071	194.439	
ENV	353.261	342.776	296.647	213.914	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1190.829	1174.365	1146.082	1153.491	

8.3.2 종점측(단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	437.954	437.954	437.954	437.954	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	263.379	259.774	259.774	281.178	
합성후	136.235	133.861	151.707	220.445	
ADD	837.568	831.589	849.434	939.577	
DB1	264.592	193.141	109.970	34.240	
DB2	88.649	149.634	186.676	179.664	
DB12	353.241	342.775	296.647	213.904	
DL1	238.741	162.294	94.772	32.415	
DL2	80.619	126.162	158.290	161.982	
DL12	319.360	288.460	253.070	194.438	
ENV	353.241	342.775	296.647	213.904	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1190.809	1174.364	1146.081	1153.481	

8.3.3시점측(단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	437.954	437.954	437.954	437.954	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	263.379	259.774	259.774	281.178	
합성후	136.235	133.861	151.707	220.445	
ADD	837.568	831.589	849.434	939.577	
DB1	35.058	111.240	193.298	261.540	
DB2	182.982	187.077	148.296	86.577	
DB12	218.038	298.315	341.575	348.136	
DL1	33.390	95.857	162.151	236.012	
DL2	164.824	158.783	125.036	78.780	
DL12	198.204	254.605	287.181	314.790	
ENV	218.038	298.315	341.575	348.136	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1055.607	1129.904	1191.010	1287.713	

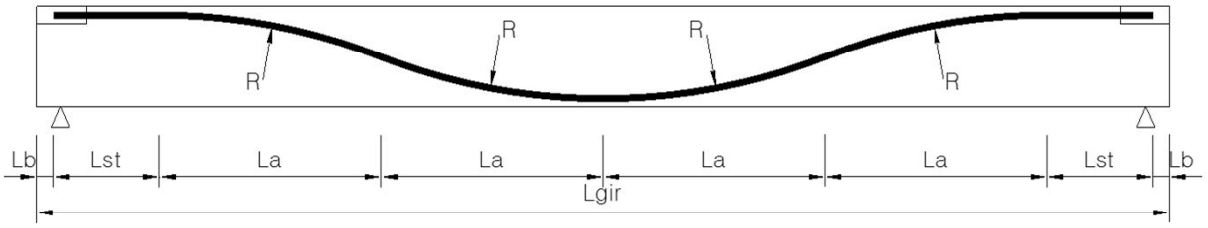
8.3.4 종점측(단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	437.954	437.954	437.954	437.954	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	263.379	259.774	259.774	281.178	
합성후	136.235	133.861	151.707	220.445	
ADD	837.568	831.589	849.434	939.577	
DB1	35.057	111.239	193.298	261.525	
DB2	182.972	187.077	148.296	86.573	
DB12	218.028	298.315	341.575	348.117	
DL1	33.390	95.857	162.151	236.012	
DL2	164.824	158.782	125.036	78.780	
DL12	198.205	254.605	287.181	314.789	
ENV	218.028	298.315	341.575	348.117	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1055.596	1129.904	1191.009	1287.694	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 41.565 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 7.925 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.384 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.384 × 41.565 = 17.163 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

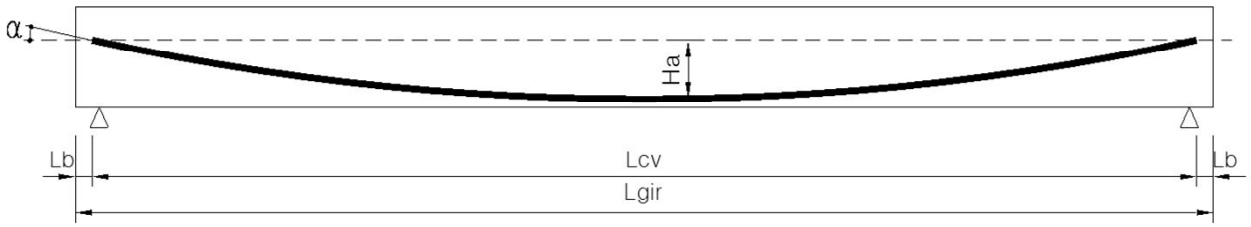
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 207720 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 17.065 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 159514 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 34.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

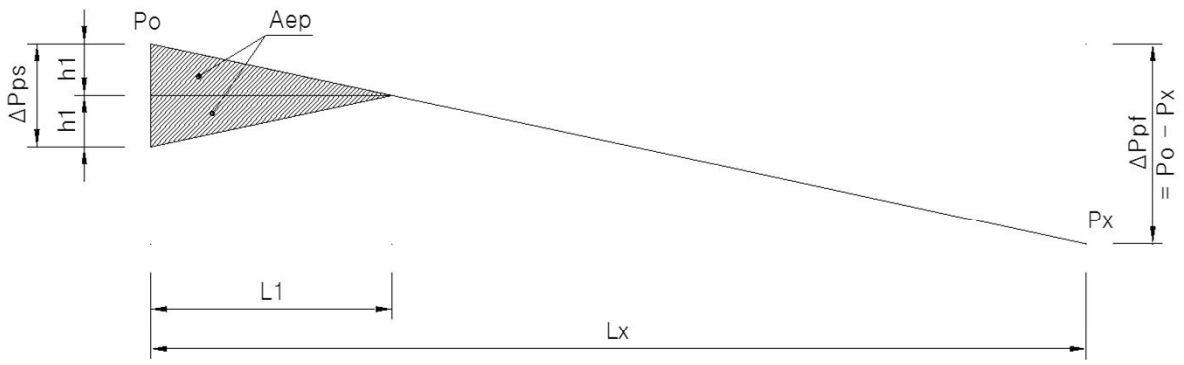
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = Po - Px = Po · [1 - $e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$]

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.003932	0.13340	34.232	17.116	0.250	0.005	403666
T3	0.635	0.002181	0.07428	34.161	17.081	0.250	0.005	355507
T4	-	-	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : Δ ℓ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = Δ ℓ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep/p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	17.065	4674	1508400	17.965	167927	8413
C2	17.065	4674	1508400	17.965	167927	8413
T1	17.163	12103	1165080	9.811	237495	0
T2	17.116	23584	2995920	11.271	531623	0
T3	17.081	20813	2995920	11.998	499420	0
T4	0.000	0	0	0.000	0	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $f_{cir} = \varepsilon_c \cdot E_{ci}$, $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_p$

▶ $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt} = (E_{pt}/E_{ci}) \cdot f_{cir} = n \cdot f_{cir}$

$f_{cir} = \Sigma f_{psi} + f_{sw} / N$

$(E_{pt} / E_{ci}) = n$

$f_{sw} = M_{sw} \cdot e / I_{net}$

Σf_{psi} =
①강선 경우 : $f_{ps2} + f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
②강선 경우 : $f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
③강선 경우 : $f_{ps4} \cdots f_{psN}$
…
ⓝ강선 경우 : 0

$f_{psi} = P_r / A_{net} + P_r \cdot e^2 / I_{net}$

- 긴장회수(N) = 2 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : A_{net} = 0.84708 m^2 , I_{net} = 0.33633 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 3323200 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3600000	-403666	0	3196334	-0.632480	4
T3	3600000	-355507	0	3244493	-0.632480	1
T4	-	-	-	-	0.000000	-
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.689	7.575	-3.125	4.450	30.619	76.443
T4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.575	0.000	-3.125	-3.125	-21.498	-53.672
Σ	15.264	7.575	-6.249	1.326	9.121	22.771

Δfpe의 평균치 : 4.560 MPa

ΔPpe의 평균치 : 11.385 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N·m)
C1	-625000	79757	8413	0	-536830	0.91752	-492552
C2	-625000	79757	8413	0	-536830	0.91752	-492552
PS강봉 소계(압축)					-1073661	0.91752	-985105
T1	1250000	-207720	0	0	1042280	-0.48248	-502880
T2	3600000	-403666	0	53672	3250006	-0.63248	-2055565
T3	3600000	-355507	0	-76443	3168050	-0.63248	-2003729
T4	0	0	0	0	0	0.00000	0
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					7460336	-0.60521	-4562174

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			3323.20	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1074	0.918	-985.10	
	강선	gs	7460	-0.605	-4562.17	
합성전 고정하중		bl			2134.30	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1047.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2531.60	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{3323}{0.33633} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.043	-0.757			
fsw	MPa			10.301	-7.485			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 6387 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1074}{0.002514} = 427.073 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-7460}{0.0059641} = -1250.874 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{6387}{0.8471} + \frac{-5547}{0.33633} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.043	-0.757	0.918	-0.605	
fps	MPa			-9.655	20.033	427.073	-1250.874	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2134.30}{0.36435} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.052	-0.748	0.927	-0.599	
fbl	MPa			6.162	-4.382	35.155	-22.700	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1047.30}{0.81293} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.870	0.630	0.630	-1.170	0.505	-1.021	
fal	MPa	1.009	0.730	0.812	-1.507	4.211	-8.513	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2531.6 + 0}{0.81293} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.870	0.630	0.630	-1.170	0.505	-1.021	
fll	MPa	2.438	1.766	1.962	-3.644	10.180	-20.577	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.006 = -217.09$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-217.1}{1.4096} + n \cdot \frac{221.6}{0.8129} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.870	0.630	0.630	-1.170	0.505	-1.021	
fsh	MPa	0.075	0.016	0.018	-0.473	-0.106	2.798	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 11.54 - 7 \times 4.82 = 104.752$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 17.52 + -5.98 = 11.54$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -3.51 + -1.31 = -4.82$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{6387}{0.8471} + \frac{-5547}{0.33633} \quad -0.605 = 17.522 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{3323}{0.33633} \quad -0.605 = -5.980 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2134}{0.36435} \quad -0.599 = -3.506 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1047}{0.81293} \quad -1.021 = -1.315 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -104.752 \times 0.006 = -624.751$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-624.751}{1.4096} + n \cdot \frac{637.643}{0.8129} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.870	0.630	0.630	-1.170	0.505	-1.021	
fcr	MPa	0.215	0.046	0.051	-1.361	-0.305	8.052	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 427.07\ + 35.15 + 4.21\ ) \times 0.03 = 13.993\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.993 \times 0.0025 = -35.179\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.179}{1.4096} + n \cdot \frac{-17.763}{0.8129} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.870	0.630	0.630	-1.170	0.505	-1.021	
frgb	MPa	-0.040	-0.035	-0.039	0.001	-0.233	-0.017	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	213.946	0.000	36.400	104.752	12.966
T2	0.002497	161.686	21.498	36.400	104.752	14.475
T3	0.002497	142.397	-30.619	36.400	104.752	21.037
T4	0.000000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
∑	0.005964	518.029	-9.121	109.200	314.256	48.477
avg	0.001988	172.676	-3.040	36.400	104.752	16.159

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.159 \times 0.0060 = -96.37\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-96.37}{1.4096} + n \cdot \frac{98.36}{0.8129} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.870	0.630	0.630	-1.170	0.505	-1.021	
frgs	MPa	0.033	0.007	0.008	-0.210	-0.047	1.242	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6435E+11 / 27804.0636 \times 2436480000 = 166.143$

$B = 1 + m = 1 + 166.143 = 167.143$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05199335 - 166.143 \times 0.12 = -18.885$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.107 + 0.404 + 166.143 \times 0.005 + 166.143 \times 0.014$

$= 4.701$

$P = (1383.68 + 1209.66708) / 2 \times (138.7 \times 43)$

$= 7733491$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1079042.784$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -128121.249$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 91352.908$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10321.791$ N.m

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.059$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.193$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -4.844$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.397$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.148$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.212$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.409$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.117$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.052	-0.748	0.927	-0.599	
fcr2	MPa	2.059	2.193	-4.844	1.397	-4.268	1.118	
fsh2	MPa	-0.148	-0.212	0.409	-0.117	0.360	-0.094	
f2	MPa	1.910	1.981	-4.435	1.280	-3.908	1.024	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G3거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			3323.20	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1074	0.918	-985.10	
	강선	gs	7460	-0.605	-4562.17	
합성전 고정하중		bl			2059.20	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1422.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			1991.30	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{3323}{0.33633} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.043	-0.757			
fsw	MPa			10.301	-7.485			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 6387 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1074}{0.002514} = 427.073 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-7460}{0.0059641} = -1250.874 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{6387}{0.8471} + \frac{-5547}{0.33633} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.043	-0.757	0.918	-0.605	
fps	MPa			-9.655	20.033	427.073	-1250.874	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2059.20}{0.36435} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.052	-0.748	0.927	-0.599	
fbl	MPa			5.946	-4.227	33.918	-21.902	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1422.50}{0.78766} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.894	0.654	0.654	-1.146	0.529	-0.997	
fal	MPa	1.453	1.062	1.180	-2.070	6.181	-11.656	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1991.3 + 0}{0.78766} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.894	0.654	0.654	-1.146	0.529	-0.997	
fll	MPa	2.033	1.487	1.653	-2.898	8.653	-16.317	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.006 = -217.09$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-217.1}{1.3664} + n \cdot \frac{221.6}{0.7877} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.894	0.654	0.654	-1.146	0.529	-0.997	
fsh	MPa	0.083	0.022	0.025	-0.481	-0.066	2.844	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 11.54 - 7 \times 5.23 = 101.917$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 18 + -5.98 = 11.54$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -3.38 + -1.84 = -5.23$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{6387}{0.8471} + \frac{-5547}{0.33633} \quad -0.605 = 17.522 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{3323}{0.33633} \quad -0.605 = -5.980 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2059}{0.36435} \quad -0.599 = -3.383 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1423}{0.78766} \quad -1.021 = -1.843 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -101.917 \times 0.006 = -607.844$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-607.844}{1.3664} + n \cdot \frac{620.386}{0.7877} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.894	0.654	0.654	-1.146	0.529	-0.997	
fcr	MPa	0.233	0.063	0.070	-1.348	-0.184	7.963	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 427.07\ + 33.92\ + 6.18\ ) \times 0.03 = 14.015\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.015 \times 0.0025 = -35.234\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.234}{1.3664} + n \cdot \frac{-17.791}{0.7877} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.894	0.654	0.654	-1.146	0.529	-0.997	
frgb	MPa	-0.041	-0.036	-0.041	0.000	-0.244	-0.021	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	213.946	0.000	36.400	101.917	13.108
T2	0.002497	161.686	21.498	36.400	101.917	14.616
T3	0.002497	142.397	-30.619	36.400	101.917	21.178
T4	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
∑	0.005964	518.029	-9.121	109.200	305.751	48.902
avg	0.001988	172.676	-3.040	36.400	101.917	16.301

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.301 \times 0.0060 = -97.22\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-97.22}{1.3664} + n \cdot \frac{99.23}{0.7877} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.894	0.654	0.654	-1.146	0.529	-0.997	
frgs	MPa	0.037	0.010	0.011	-0.216	-0.029	1.274	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36435216 / 27804.0636 \times 0.00261274 = 154.935$

$B = 1 + m = 1 + 154.935 = 155.935$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05199335 - 154.935 \times 0.12 = -17.540 \ m$

$F = Y_1'^{2} + \gamma_{c1}^{2} + m \times \gamma_{c2}^{2} + m \times Y_2^{2}$

$= 1.107 + 0.404 + 154.935 \times 0.005 + 154.935 \times 0.014$

$= 4.485$

$P = (1383.68 + 1212.64615) / 2 \times 138.7 \times 43 = 7742374 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^{2}) - C \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B \ Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B \ Y_1')$

$= -1074119.679 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^{2}) - F \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C \ Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C \ Y_1')$

$= -127071.121 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s \ E_{c1} \ I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93330.552 \ N$

$M_s = \varepsilon_s \ E_{c1} \ I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10498.203 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 1.890$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.057$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -4.820$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.390$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.204$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.417$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.120$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.052	-0.748	0.927	-0.599	
fcr2	MPa	1.890	2.057	-4.820	1.390	-4.248	1.112	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.120	0.368	-0.096	
f2	MPa	1.750	1.853	-4.403	1.270	-3.880	1.016	

10.3 G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			3323.20	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1074	0.918	-985.10	
	강선	gs	7460	-0.605	-4562.17	
합성전 고정하중		bl			2281.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1581.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2528.80	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{3323}{0.33633} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.043	-0.757			
fsw	MPa			10.301	-7.485			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 6387 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1074}{0.002514} = 427.073 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-7460}{0.0059641} = -1250.874 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{6387}{0.8471} + \frac{-5547}{0.33633} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.043	-0.757	0.918	-0.605	
fps	MPa			-9.655	20.033	427.073	-1250.874	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2281.50}{0.36435} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.052	-0.748	0.927	-0.599	
fbl	MPa			6.587	-4.684	37.579	-24.266	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1581.90}{0.83324} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.851	0.611	0.611	-1.189	0.486	-1.040	
fal	MPa	1.454	1.044	1.160	-2.257	5.972	-12.779	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2528.8 + 0}{0.83324} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.851	0.611	0.611	-1.189	0.486	-1.040	
fll	MPa	2.324	1.669	1.854	-3.609	9.547	-20.428	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.006 = -217.09$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-217.1}{1.4463} + n \cdot \frac{221.6}{0.8332} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.851	0.611	0.611	-1.189	0.486	-1.040	
fsh	MPa	0.069	0.011	0.012	-0.466	-0.135	2.762	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 11.54 - 7 \times 5.69 = 98.700$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 17.52 + -5.98 = 11.54$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -3.75 + -1.94 = -5.69$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{6387}{0.8471} + \frac{-5547}{0.33633} \quad -0.605 = 17.522 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{3323}{0.33633} \quad -0.605 = -5.980 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2282}{0.36435} \quad -0.599 = -3.748 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1582}{0.83324} \quad -1.021 = -1.938 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -98.700 \times 0.006 = -588.654$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-588.654}{1.4463} + n \cdot \frac{600.801}{0.8332} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.851	0.611	0.611	-1.189	0.486	-1.040	
fcr	MPa	0.186	0.030	0.033	-1.264	-0.367	7.488	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 427.07\ + 37.58\ + 5.97\ ) \times 0.03 = 14.119\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.119 \times 0.0025 = -35.494\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.494}{1.4463} + n \cdot \frac{-17.923}{0.8332} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.851	0.611	0.611	-1.189	0.486	-1.040	
frgb	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.227	-0.014	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	213.946	0.000	36.400	98.700	13.269
T2	0.002497	161.686	21.498	36.400	98.700	14.777
T3	0.002497	142.397	-30.619	36.400	98.700	21.339
T4	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
∑	0.005964	518.029	-9.121	109.200	296.099	49.385
avg	0.001988	172.676	-3.040	36.400	98.700	16.462

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.462 \times 0.0060 = -98.18\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-98.18}{1.4463} + n \cdot \frac{100.21}{0.8332} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.851	0.611	0.611	-1.189	0.486	-1.040	
frgs	MPa	0.031	0.005	0.006	-0.211	-0.061	1.249	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36435216 / 27804.0636 \times 0.00261274 = 154.935$

$B = 1 + m = 1 + 154.935 = 155.935$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05199335 - 154.935 \times 0.12 = -17.540 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.107 + 0.404 + 154.935 \times 0.005 + 154.935 \times 0.014$

$= 4.485$

$P = (1383.68 + 1216.02729) / 2 \times 138.7 \times 43 = 7752457 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1155100.345 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -137289.399 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93330.552 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10498.203 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.061$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.183$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.186$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.496$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.204$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.417$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.120$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.052	-0.748	0.927	-0.599	
fcr2	MPa	2.061	2.183	-5.186	1.496	-4.569	1.197	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.120	0.368	-0.096	
f2	MPa	1.922	1.979	-4.768	1.376	-4.202	1.101	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.874**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			10.301	-7.485	0.000	0.000	
2	fps			-9.655	20.033	427.073	-1250.874	
계				0.646	12.549	427.073	-1250.874	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	6.162	-4.382	35.155	-22.700	
4	fal	1.009	0.730	0.812	-1.507	4.211	-8.513	
5	fll	2.438	1.766	1.962	-3.644	10.180	-20.577	
6	fsh	0.075	0.016	0.018	-0.473	-0.106	2.798	
7	fcr	0.215	0.046	0.051	-1.361	-0.305	8.052	
8	frgb	-0.040	-0.035	-0.039	0.001	-0.233	-0.017	
9	frgs	0.033	0.007	0.008	-0.210	-0.047	1.242	
10	f2	1.910	1.981	-4.435	1.280	-3.908	1.024	
계		5.641	4.511	5.184	2.253	472.019	-1289.564	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	0	0
P_{CT}	(kN)	-536.830	-536.830	1042.280	3250.006	3168.050	0.000	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00000	±0.0000
fps	(MPa)	-427.073	-427.073	1073.519	1301.773	1268.946	0.000000	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-	-

11.2 G2~G3거더 응력산출

1) G2~G3거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.876**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			10.301	-7.485	0.000	0.000	
2	fps			-9.655	20.033	427.073	-1250.874	
계				0.646	12.549	427.073	-1250.874	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	5.946	-4.227	33.918	-21.902	
4	fal	1.453	1.062	1.180	-2.070	6.181	-11.656	
5	fll	2.033	1.487	1.653	-2.898	8.653	-16.317	
6	fsh	0.083	0.022	0.025	-0.481	-0.066	2.844	
7	fcr	0.233	0.063	0.070	-1.348	-0.184	7.963	
8	frgb	-0.041	-0.036	-0.041	0.000	-0.244	-0.021	
9	frgs	0.037	0.010	0.011	-0.216	-0.029	1.274	
10	f2	1.750	1.853	-4.403	1.270	-3.880	1.016	
계		5.548	4.462	5.087	2.578	471.420	-1287.671	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	0	0
P_{CT}	(kN)	-536.830	-536.830	1042.280	3250.006	3168.050	0.000	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00000	0.00000
fps	(MPa)	-427.073	-427.073	1073.519	1301.773	1268.946	0.00000	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-	-

11.3 G4거더 응력산출

1) G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.879**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			10.301	-7.485	0.000	0.000	
2	fps			-9.655	20.033	427.073	-1250.874	
계				0.646	12.549	427.073	-1250.874	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	6.587	-4.684	37.579	-24.266	
4	fal	1.454	1.044	1.160	-2.257	5.972	-12.779	
5	fll	2.324	1.669	1.854	-3.609	9.547	-20.428	
6	fsh	0.069	0.011	0.012	-0.466	-0.135	2.762	
7	fcr	0.186	0.030	0.033	-1.264	-0.367	7.488	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.227	-0.014	
9	frgs	0.031	0.005	0.006	-0.211	-0.061	1.249	
10	f2	1.922	1.979	-4.768	1.376	-4.202	1.101	
계		5.947	4.704	5.492	1.434	475.180	-1295.760	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	0	0
P_{CT}	(kN)	-536.830	-536.830	1042.280	3250.006	3168.050	0.000	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00000	0.00000
fps	(MPa)	-427.073	-427.073	1073.519	1301.773	1268.946	0.00000	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	3323.20	30891	0.3363	38.52
합성전 고정하중	2134.30	30891	0.3644	22.83
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8129	8.43
프리스트레스 도입직후	-5547.28	30891	0.3363	-64.29
프리스트레스 손실	594.79	30891	0.8129	2.85
활하중	2531.60	30891	0.8129	12.14

(2) G2~G3 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	3323.20	30891	0.3363	38.52
합성전 고정하중	2059.20	30891	0.3644	22.03
합성후 고정하중	1422.50	30891	0.7877	7.46
프리스트레스 도입직후	-5547.28	30891	0.3363	-64.29
프리스트레스 손실	594.79	30891	0.8129	2.85
활하중	1991.30	30891	0.8129	9.55

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_\circ = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_\circ = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.804)

= 0.804 × (38.52 + -64.29) = -20.73 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (38.52 + 22.83 + 8.43 + -61.44)

= 9.43 mm

(4) G2~G3 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.804)

= 0.804 × (38.52 + -64.29) = -20.73 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (38.52 + 22.03 + 7.46 + -61.44)

= 7.43 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G3 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-25.78	-25.78	δ_{do}+ δ_{ps}
바닥판 타설 전	-46.50	-46.50	
바닥판 타설 후	-23.67	-24.47	δ_{do}+ δ_{ps}+ δ_{d1}+ $\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-2.96	-6.73	δ_{do}+ δ_{d1}+ δ_{d2}+ δ_{pe}+ $\delta_{\Phi 1}$+ $\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	12.14	9.55	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 34 / 800 = 42.5 mm

(1) G1 거더

δv = 12.14 < δa = 42.50 ———————————— **O.K**

(2) G2~G3 거더

δv = 9.55 < δa = 42.50 ———————————— **O.K**

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 13899180.0 N·m

2) 단면 제원

b =	2150.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	1890.6	mm			
Ap1 =	0.0059641	m^2	=	5964.1 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001467

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1835.9 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 221.9 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm > 221.9 mm ---------- **직사각형단면**

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.100

qp (=0.1) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- **O.K**

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ·Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 26436.41 kN·m

Φ·Mn (=26436.407) > Mu (=13899.18) ---------- **O.K**

8) 균열 모멘트 검토

1.2·Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -14703.691 kN·m

fpe = 17.514 MPa

fd = Md1 / Zbo = -7.485 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.444 m^3

1.2·Mcr (=-14703.691 < Φ·Mn (=26436.407) ---------- **O.K**

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G4 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	420.55	3.92
합성전	245.48	1.43
합성후	136.48	2.69
활하중	345.38	20.64

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1785.8 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 5857.2 kN·m

fpe = 17.514 MPa

fd = Md1 / Zbo = 7.485 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.444 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 49.73 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 420.55 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1239.12 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 146721.61 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 146721.61 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 7976927 N = 7976.93 kN

fpc = Pe1 / Ac = 8533997 / 847082 = 10.075 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 7460336 × 0.3193 = 2382243.43 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 7976.9 kN

3) øVc = 0.80 × 7976.9 = 6381.5 kN

1/2 øVc = 3,190.771 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G4 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	399.28	221.54
합성전	237.72	131.45
합성후	131.62	76.42
활하중	337.70	181.44

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1725.3 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 5857.2 kN·m

fpe = 17.514 MPa

fd = Md1 / Zbo = 7.485 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.444 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 660.33 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 399.28 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1206.20 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 11189.48 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 11189.48 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3780914.29 N = 3780.91 kN

fpc = Pe1 / Ac = 8533997 / 847082 = 10.075 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 7460336 × 0.3193 = 2382243.43 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3780.9 kN

3) øVc = 0.80 × 3780.9 = 3024.7 kN

1/2 øVc = 1,512.366 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- **O.K**

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = **D13** × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- **O.K**

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G4 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	278.95	1555.60
합성전	181.32	969.55
합성후	96.32	532.30
활하중	282.96	1269.60

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1331.9 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 5857.2 kN·m

fpe = 17.514 MPa

fd = Md1 / Zbo = 7.485 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4440 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 4682.05 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 278.95 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 969.30 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1582.60 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1582.60 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3780914.29 N = 3780.91 kN

fpc = Pe1 / Ac = 8533997 / 847082 = 10.075 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 7460336 × 0.3193 = 2382243.43 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1582.6 kN

3) øVc = 0.80 × 1582.6 = 1266.1 kN

1/2 øVc = 633.041 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Av = (V_u − ϕV_c) S / (ϕ f_y d)

= (1331.9 − 1266.1) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= 76.21 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

Avuse = **D13** × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- **O.K**

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.093$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.43 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 623500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.093 \times 623500 = 57985.5$ N

$v_t = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 57985.5 / (2.15 \times 0.80)$

$= 0.067$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.236$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.516 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 748200$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.236 \times 748200 = 176575.2$ N

$v_s = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 176575.2 / (2.15 \times 0.80)$

$= 0.205$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$v_d = 802.5 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.615$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 345.4 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.265 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.615 + 2.15 x 0.265

= 1.369 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.615 + 0.265 + 0.067)

= 1.231 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.067 + 0.205)

= 0.354 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ **전단철근 최대 간격 s =** 0.600 **m**

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.200 **m** ※ **O.K**

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.400 **m** ※ **O.K**

③ 중앙부

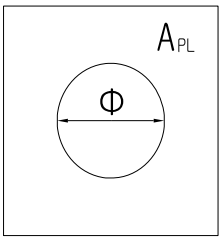
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

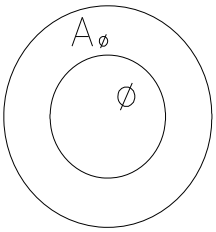
※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.400 **m** ※ **O.K**

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,600,000	3,250,006	2,841,282
T3	3,600,000	3,168,050	2,769,633
T4	-	-	-
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/18연선	3,600,000	0.115	31.3	34.1	**O.K**
T3	15.2/18연선	3,600,000	0.115	31.3	34.1	**O.K**
T4	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$f_{ap} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_b'/ A_b)} \leq 0.9 \times f_{ck}$

  - f_{ck} = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	-	-	-	-	36.0	-
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/18연선	3,250,006	0.115	28.3	31.7	**O.K**
T3	15.2/18연선	3,168,050	0.115	27.6	31.7	**O.K**
T4	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.197119929

∑Po (도입긴장력) = 7200000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 7200000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 7200000 × sin 0.19712

= 1564631.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1564631.74 / (0.8 × 300.0) = 7823.2 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.19712

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.19712

= 861.7 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.7 = 2154.25 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- **O.K**

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 1564631.740 = 31292.635 N

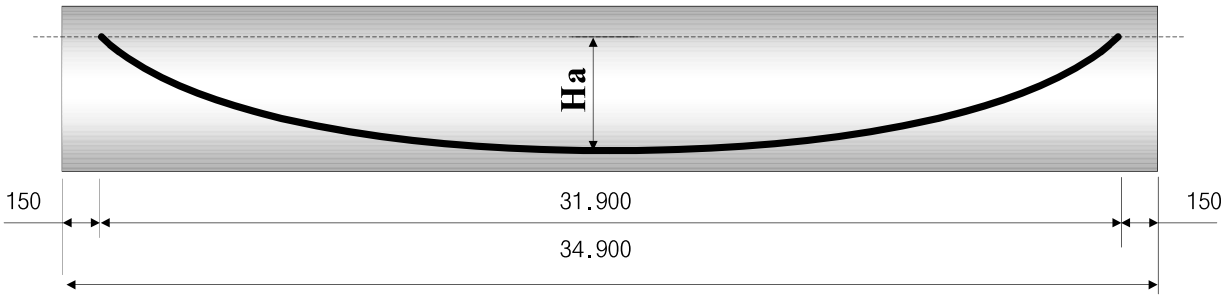
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 31292.635 / 180 = 173.848 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	34.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	34.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	34.325	0.38368
T2	0.0024966	200000	1.145	34.232	0.13340
T3	0.0024966	200000	0.635	34.161	0.07428
T4	0.0000000	0	0.000	0.000	0.00000
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet)×(Lps/2)/(Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	3	-625.00	-536.83	34.130	-78.865
C2	3	-625.00	-536.83	34.130	-78.865
T1	3	1250.00	1042.28	34.325	202.604
T2	4	3600.00	3250.01	34.232	234.810
T3	1	3600.00	3168.05	34.161	231.521
T4	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 68.000 m

17.1.1 교대1

(1) 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 68.000 = 0.0272 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 68 = 0.007 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 68 = 0.014 m

(4) 신축 여유량

(27 + 6.80 + 13.60) × 20 % + 10.0 = 19.5 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 27.2 + 6.8 + 13.6 + 19.5 = 67.1 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	27.2	6.8	13.6	19.5	67.1	NO.120

* 지진시 여유량을 고려하여 NO-120을 적용함.

17.1.2 교대2

(1) 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 34.000 = 0.0136 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 34 = 0.003 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 34 = 0.007 m

(4) 신축 여유량

(14 + 3.40 + 6.80) × 20 % + 10.0 = 14.8 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 13.6 + 3.4 + 6.8 + 14.8 = 38.6 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	13.6	3.4	6.8	14.8	38.6	NO.60

(S2~S5)

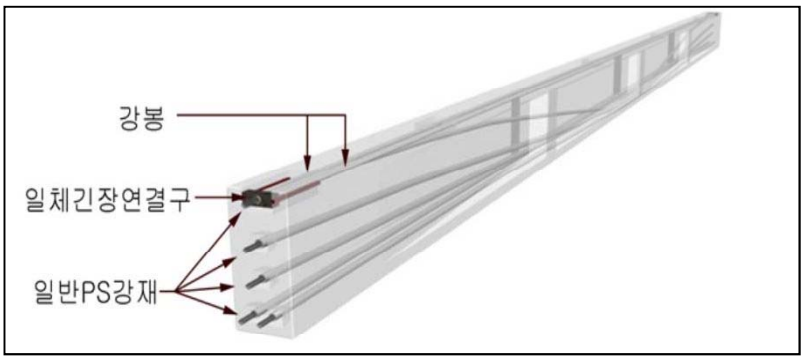
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

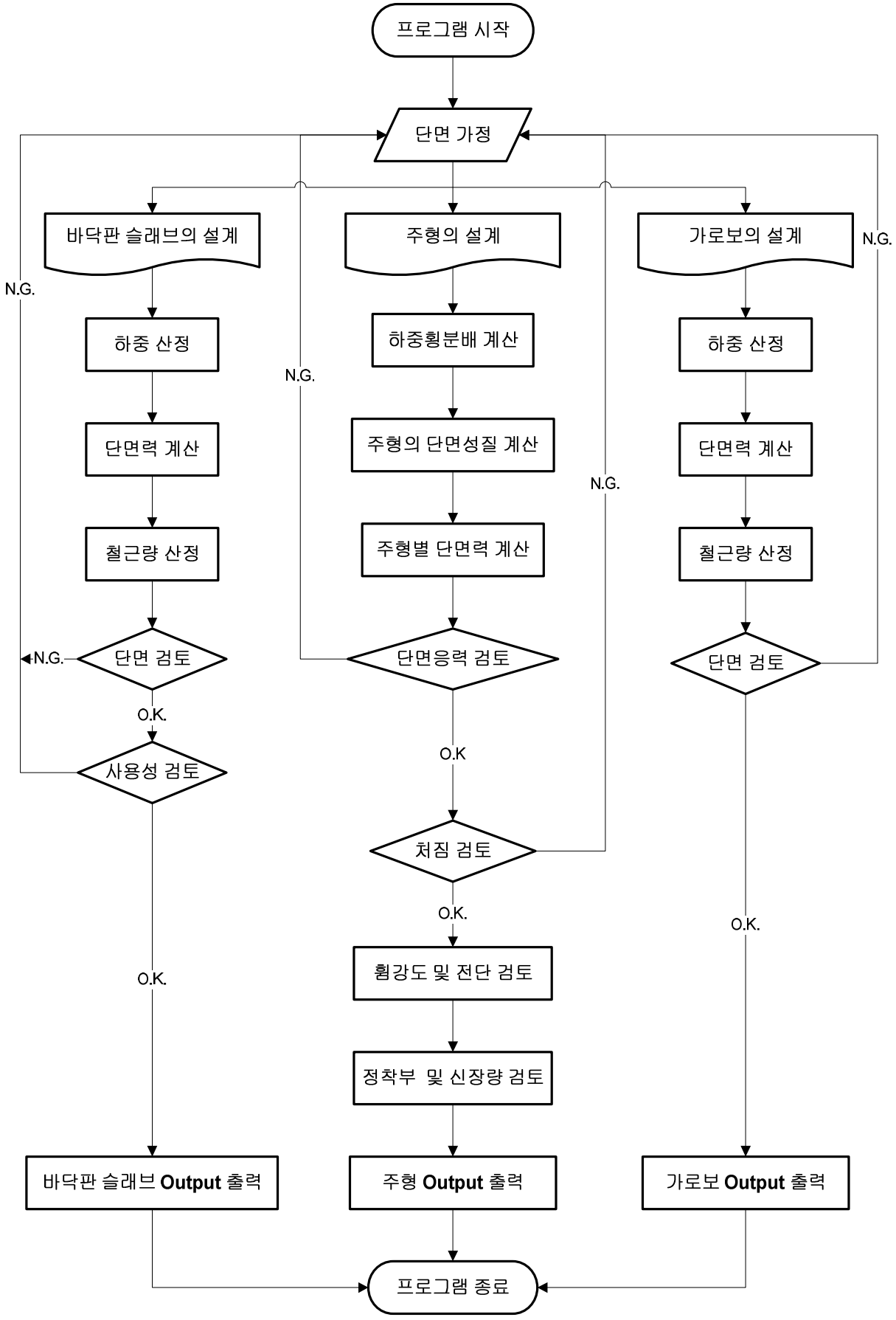
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
N.G.
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
N.G.
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 오창JCT RAMP-D교(BICON 거더)_S2~S5
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m

(2) 거 더 전 장 : 39.900 m

(3) 설 계 지 간 : 39.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 9.170 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트　Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400)　Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

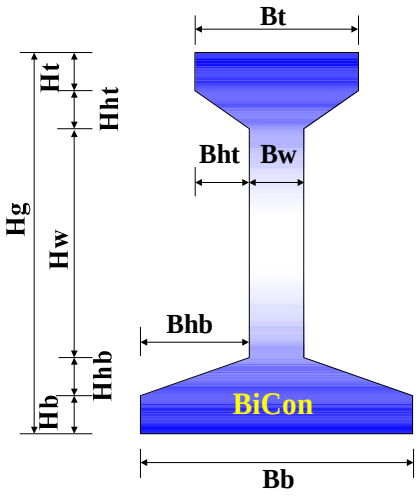
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

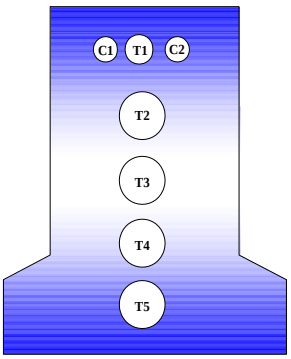
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

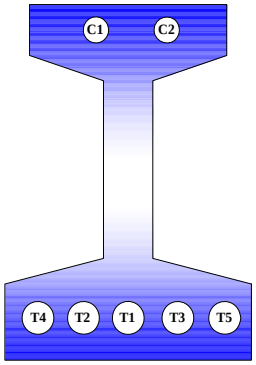
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

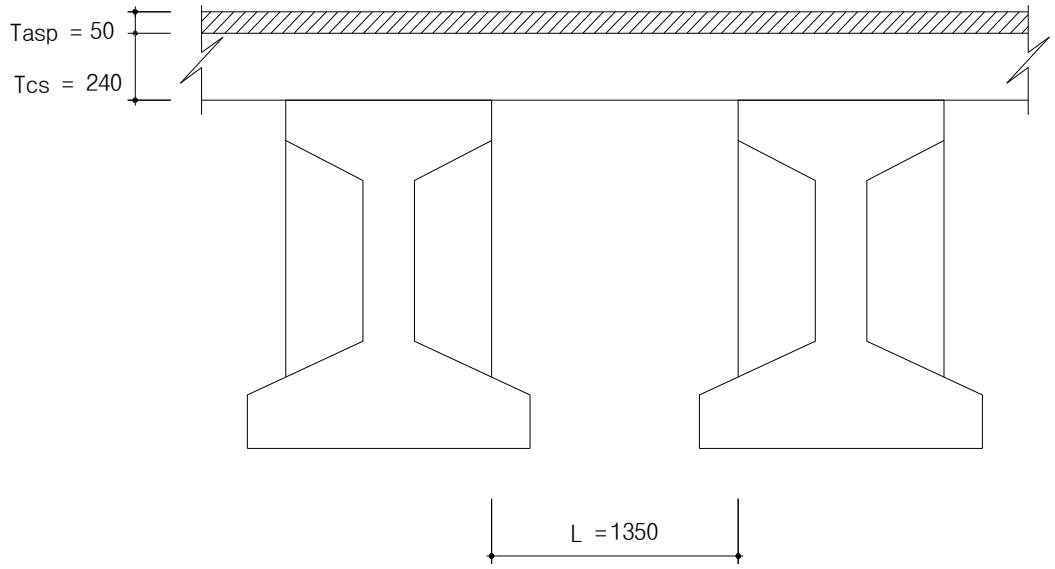
		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	17EA	17EA	17EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1. 중앙지간부

4.1.1 단면치수



4.1.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.350 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 170.50 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.1.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 =$ 1.308 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.363 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.35 + 0.6) · 96 / 9.6 = 25.350 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 20.280 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 45.302 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 21.588 kN · m

4.1.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 45302000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 45302000.0 = 0 에서

As(req) = 686.757 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0034

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 686.757

② As(min) = 700.000 ∴ As = 700 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 915.676

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 64.602 kN · m > Mu = 45.302 kN · m ---------- O.K

4.1.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.35 × 1000 / 28 = 48.214 mm

Tcan (240mm) > Tmin (48.214mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 21.588 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 118.291 MPa

Fsmax (=118.291MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 118.29) - 3 × 32.00 = 585.731 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 118.29) = 532.585 mm

Sa는 작은 값인 532.585 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 532.585 mm) ---------- **O.K**

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.280 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 111.12 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.1.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 469 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 469 mm^2

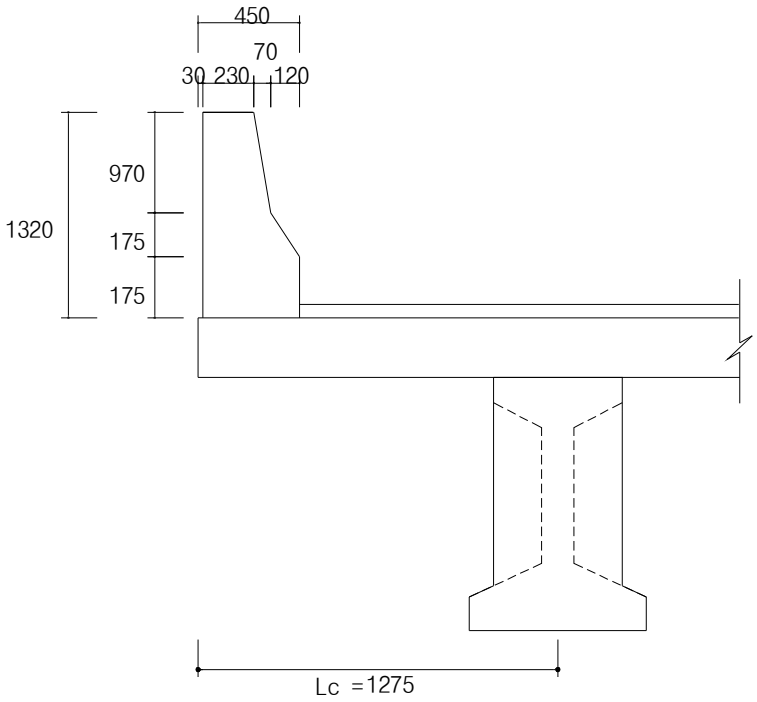
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 469.000 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.125 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 215.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.690	6.797
바닥판	0.210	25.000	5.250	0.438	2.297
포 장	0.021	23.500	0.499	0.213	0.106
방음판			0.000	0.730	0.000
합 계			15.599		9.200

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.240 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.240) · 0.125 ·(1 + 0.300) = 12.581 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(60 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 10.000 kN/m

Mco1 = 10.000 × 1.0 = 10 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 11.700 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.200	
2	활하중	Ml	12.581	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	39.008	21.781	
Case 2	16.104	12.388	
Case 3	30.245	24.751	
Case 4	28.315	21.781	
Case 5	29.082	24.751	
Case 6	43.525	33.481	
Case 7	28.905	24.088	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	43.525	
사 용 하 중	33.481	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 43524838.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1432.500 × 400.000 = 573000.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 24.967 mm , c = 24.967 / β1

= 24.967 / 0.85 = 21.222 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 21.222) / 21.222

= 0.0224

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 43524838.7 = 0 에서

As(req) = 737.525 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0041

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 737.525

② As(min) = 630.000 ∴ As = 737.525 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 983.367

(3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

∑ = 1432.500 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 81.589 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 24.967 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 81.589 kN · m > Mu = 43.525 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.875 × 1000 / 10 = 87.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (87.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 33.481 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00796

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.299

j = 1 - (k / 3) = 0.9

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 144.242 MPa

Fsmax (=144.242 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 19 / 2 = 50.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 144.24) - 2.5 × 50.50 = 419.707 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 144.24) = 436.766 mm

Sa는 작은 값인 419.707 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 419.707 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 12.581 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 54.2 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 494.142 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 494.142 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 494.142 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.200	
2	활하중	Ml	12.581	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			66.057	
Case 2	1.3		1.3		27.170	
Case 3	1.3	2.6		0.65	46.600	
Case 4	1.3	2.6	1.3		59.880	
Case 5	1.2		1.2	1.2	28.644	
적 용					**66.057**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 66056774.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 66056774.2 = 0 에서

As(req) = 1142.562 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1142.562

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1523.416

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1475.050

∴ As = 1475.05 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

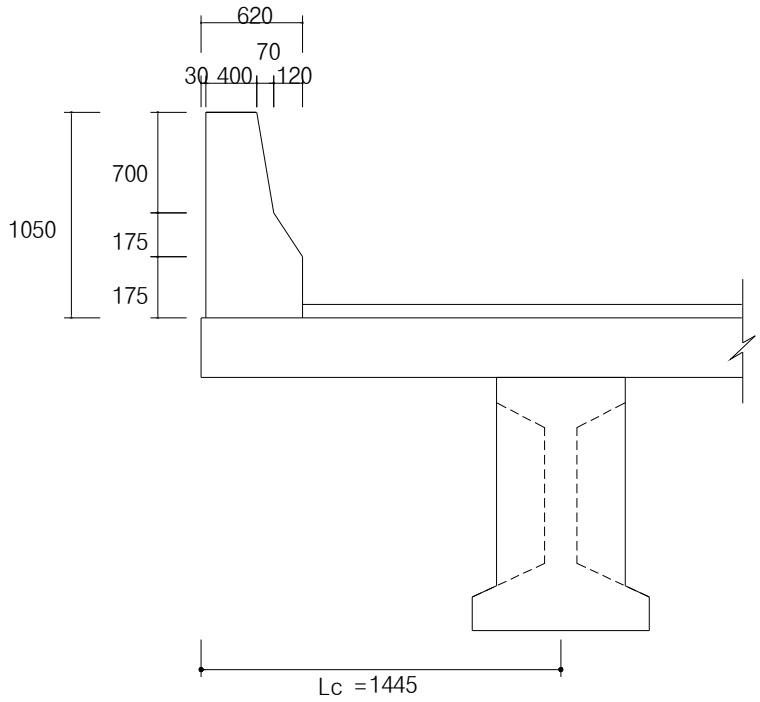
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 66.057 kN · m ---------- O.K

4.3 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.125 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 215.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.772	9.669
바닥판	0.251	25.000	6.275	0.523	3.279
포 장	0.021	23.500	0.499	0.213	0.106
방음판			1.000	0.815	0.815
합 계			20.299		13.869

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.240 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.240) · 0.125 ·(1 + 0.300) = 12.581 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(60 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 10.000 kN/m

Mco1 = 10.000 × 1.0 = 10 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 11.700 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	4.613
활하중 비재하시	0.0030	1170	7.196

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.869	
2	활하중	Ml	12.581	
3	풍하중	Mw	4.613	활하중 재하시
			7.196	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	45.078	26.450	
Case 2	27.384	21.065	
Case 3	37.383	31.062	
Case 4	34.385	26.450	
Case 5	35.945	31.062	
Case 6	49.595	38.150	
Case 7	39.317	32.765	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	49.595	
사 용 하 중	38.150	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 49594538.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 49594538.7 = 0 에서

As(req) = 844.932 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0047

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 844.932

② As(min) = 630.000 ∴ As = 844.932 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1126.576

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 49.595 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 1.045 × 1000 / 10 = 104.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (104.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 38.150 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 145.531 MPa

Fsmax (=145.531 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 145.53) - 2.5 × 52.00 = 411.122 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 145.53) = 432.897 mm

Sa는 작은 값인 411.122 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 411.122 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 12.581 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 47.992 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 566.104 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 566.104 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 566.104 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.869	
2	활하중	Ml	12.581	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	4.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			72.126	
Case 2	1.3		1.3		33.240	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.738	
Case 4	1.3	2.6	1.3		65.949	
Case 5	1.2		1.2	1.2	36.218	
적 용					**72.126**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 72126474.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 72126474.2 = 0 에서

As(req) = 1254.763 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0070

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1254.763

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1673.017

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1689.864

∴ As = 1689.864 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

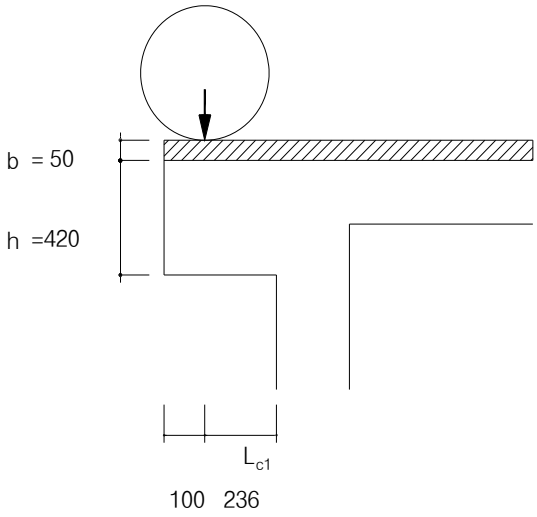
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 72.126 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_S = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_C = 0.1 + 0.236 = 0.336 m

Wd = 0.470 x 25 = 11.750 kN/m^2

MD = Wd × L_C^2 / 2 = 0.663 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{C1}) = 0.054 ≤ 0.300 ∴ i = 0.054

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.236 + 0.98 = 1.063 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 27.718 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 60.455 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 60455241.5 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 420.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 228.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (228.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0325

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 77520 As - 60455241.5 = 0 에서

As(req) = 804.612 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0035

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 804.612

② As(min) = 798.000 ∴ As = 804.612 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1072.816

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

∑ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

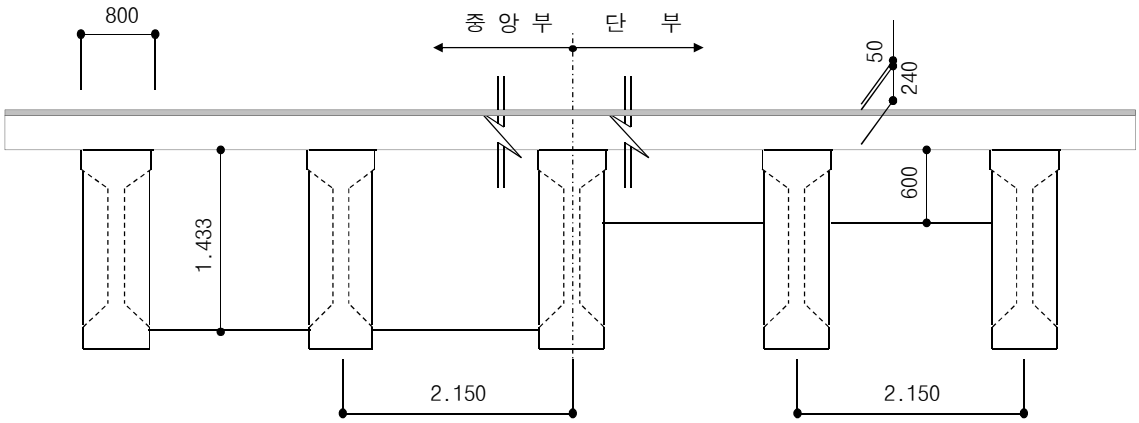
(4) 설계휨강도

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 95.852 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ ϕ_f · Mn = 95.852 kN · m > Mu = 60.455 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

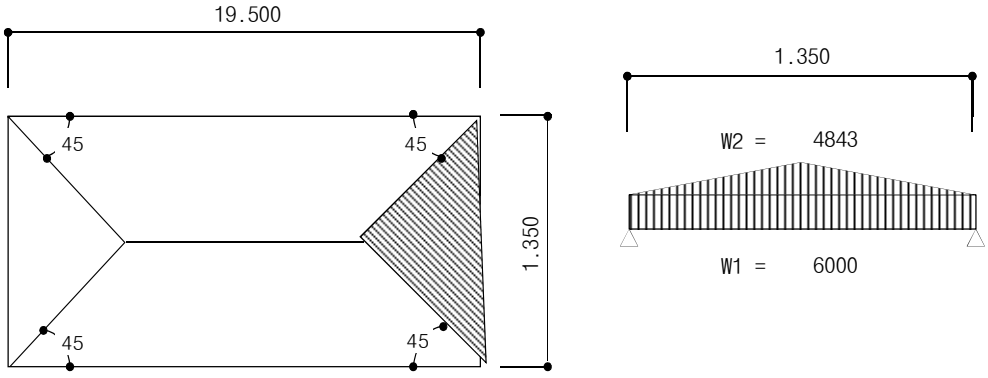
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 ° 가로보 사지간 1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중



빔 폭: 0.400 × SIN (90.0) = 0.400 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (90.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 6000 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.675 × 2500 + 0.050 × 0.675 × 2350) × 10 = 4843 N/m

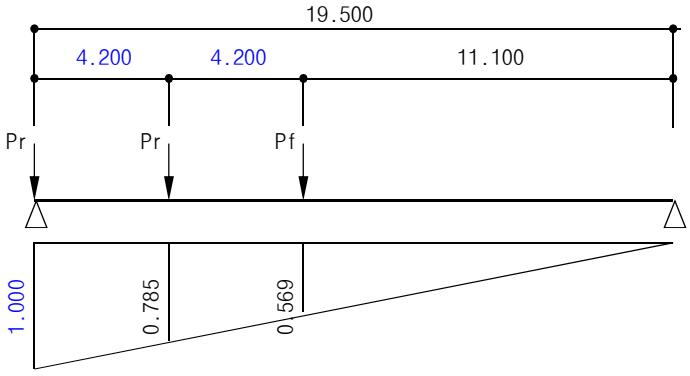
작용 단면력

Rad = 6000 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 4843 × 1/2) × 1/2 = 5685 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{6000 \times 1.350^2}{8} + \frac{4843 \times 1.350^2}{12} = 2102 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



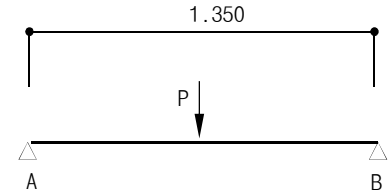
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

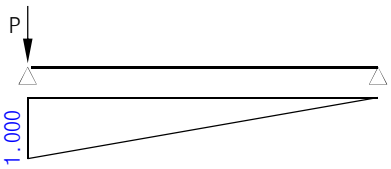
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.569)\} \times 1.252 = 231.619 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{231.619 \times 1.350}{4}$$

$$= 78.171 \ kN \cdot m$$



RAl = 231.619 × 1.000 = 231.619 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	2.102	78.171
Vu	kN	5.685	231.619

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l$ = 1.300 × 2.102 + 2.150 × 78.171 = 170.801 kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l$ = 1.300 × 5.685 + 2.150 × 231.619 = 505.371 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

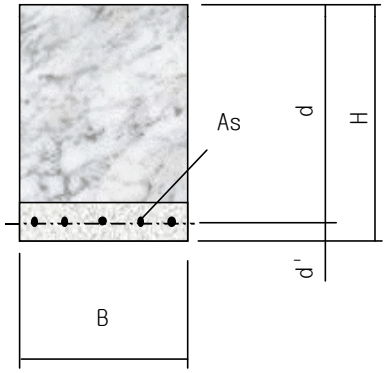
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 170.801 kN·m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm　　d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85



[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1520.1 × 300 = 456030

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 49.676 mm , c = 49.676 / β1

= 49.676 / 0.85 = 42.225 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (770 - 42.225) / 42.225

= 0.0517

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.03268 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -4.167 As² + 196350 As

= 170801000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 886.6 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 1,333.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,182.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 385.00 mm > c = a/0.85 = 58.44 mm

Max. a = 0.85 ×c = 327.25 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.68 mm

jd = d - a/2 = 745.16 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 288.844 kN·m > Mu = 170.801 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 0.770 = 1.753 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

Φ · Vn = Φ · 2 · (√ fck/3) · bo · d

= 0.8 × 2 × (√27 / 3) × 400 × 770 × 10^{-3}

= 853.555 kN > Su = 505.371 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

Φ · Vc = Φ · √fck / 6 · bo · d

= 0.8 × √27 / 6 × 400 × 770 × 10^{-3}

= 213.389 kN < Su = 505.371 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 1.753}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 1.753}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 505.371 kN **O.K.**

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

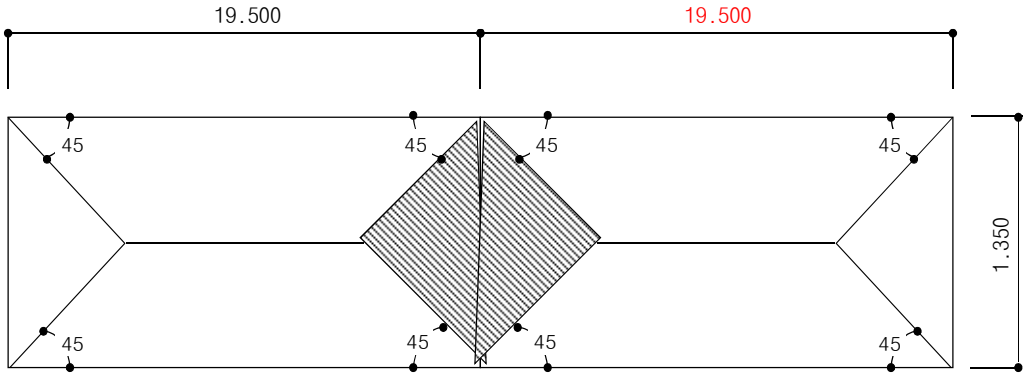
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 °　　가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

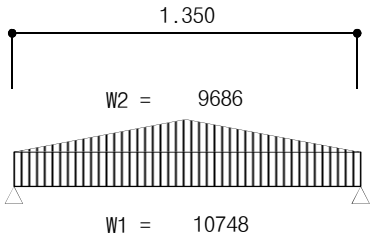
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (90.0) = 0.300 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10748 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



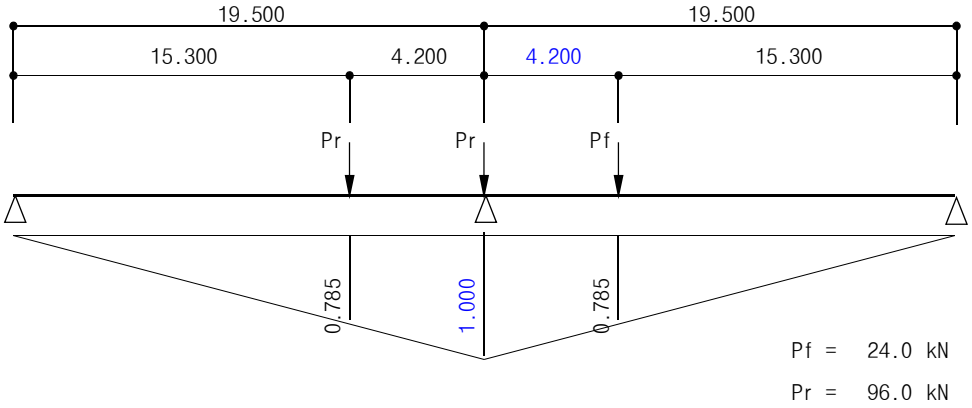
작용 단면력

Rad = 10748 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 10524 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10748 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 3920 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



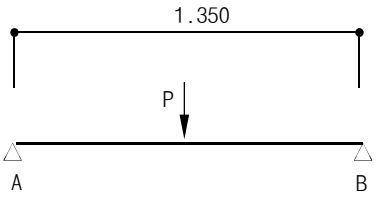
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

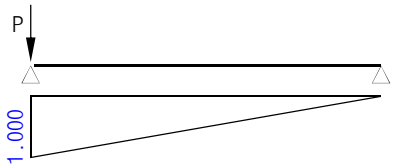
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.785)\} \times 1.252 = 238.150 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.150 \times 1.350}{4}$$

$$= 80.376 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 238.150 × 1.000 = 238.150 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

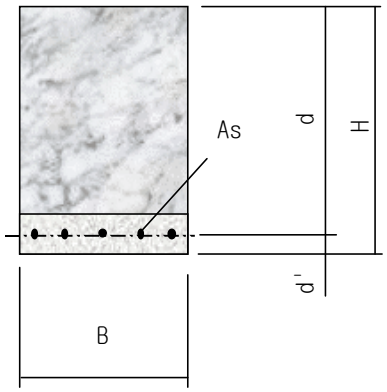
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	3.920	80.376
Vu	kN	10.524	238.150

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 3.920 + 2.150 \times 80.376 = 177.904$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 10.524 + 2.150 \times 238.150 = 525.704$ kN · m

3) 휨 검토



[설계조건]

fck =	27	MPa	fy =	300	MPa
Mu =	177.904	kN·m			
b =	300.0	mm	h =	1673.0	mm
d' =	70.0	mm	d =	1603.0	mm
Ø(Bending) =	0.85				

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 177904000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 437.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 583.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1013.4 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 177.904 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 1.603 = 0.842 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 525.704 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 525.704 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 90.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 525.704 kN **O.K.**

4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

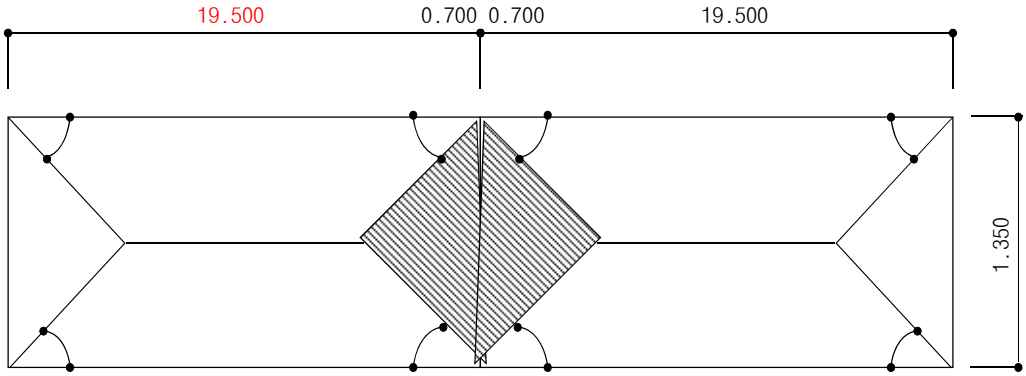
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 °　　가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN(90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중

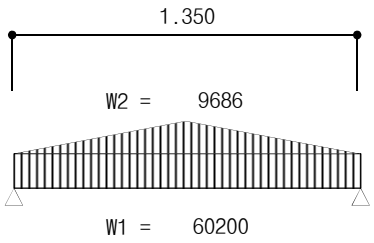


빔 폭: 1.400 × SIN (90.0) = 1.400 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 50155 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



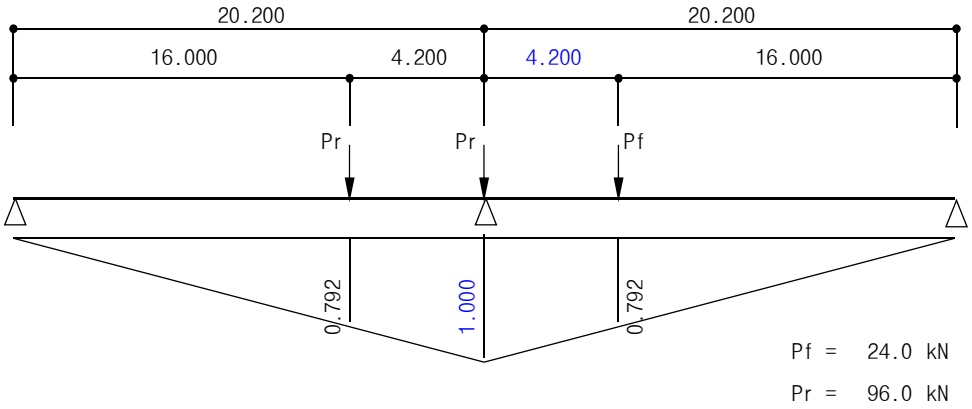
작용 단면력

Rad = 60200 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 43904 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60200 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 15185 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



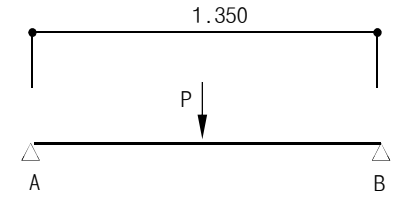
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수(i)} = \frac{15}{40 + 20.200} = 0.249 \quad < 0.3$$

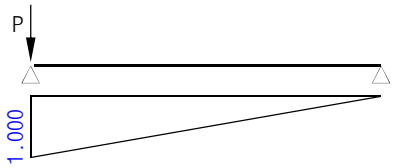
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.792) + 24.0 \times 0.792)\} \times 1.249 = 238.641 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.641 \times 1.350}{4}$$

$$= 80.541 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 238.641 \times 1.000 = 238.641 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	15.185	80.541
Vu	kN	43.904	238.641

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 15.185 + 2.150 \times 80.541 = 192.904$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 43.904 + 2.150 \times 238.641 = 570.153$ kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 192.904 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.00934 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -1.190 As² + 408765 As

= 192904000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 472.6 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 9,717.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 630.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 **O.K.**

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 192.904 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 1.603 = 0.842 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 570.153 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 570.153 kN **O.K.**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

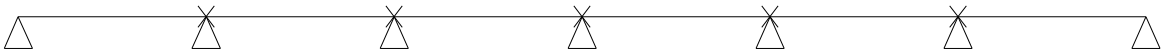
∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 570.153 kN **O.K.**

4.6 3경간 연속부 검토

1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 흡수
2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간
본 계산에서는 2차 고정하중 및 활하중에 의해 발생하는 부모멘트에 대하여 설계한다.

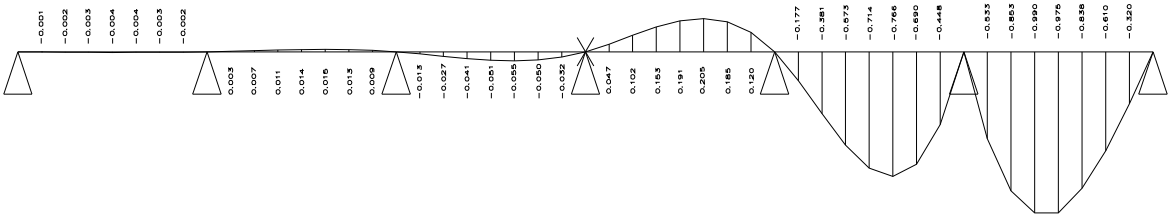
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (35.000m + 5 @ 40.000m = 235.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)
- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 40.000)$$
$$= 0.188 \leq 0.3$$

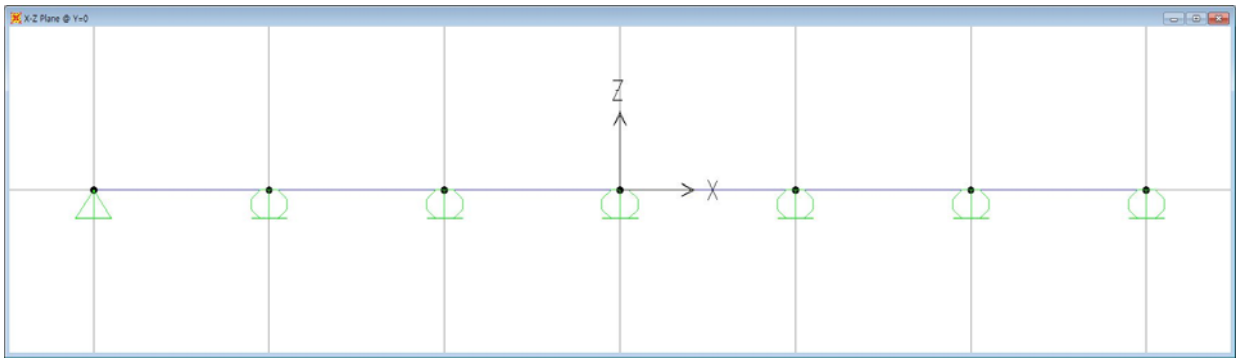
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.394	1	25.000	9.850	
방음벽기초	0.501	1	25.000	12.525	
포 장	0.405	1	23.500	9.518	
방음판		0		0.000	
합 계				31.893	

$$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$$
$$= (-0.001 + 0.002 + -0.0027 + 0.0043 + 0.0030 + 0.0092) \times 0.1 \times 31.893 \times 1600.000$$
$$= 66.812 \ kN \cdot m$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

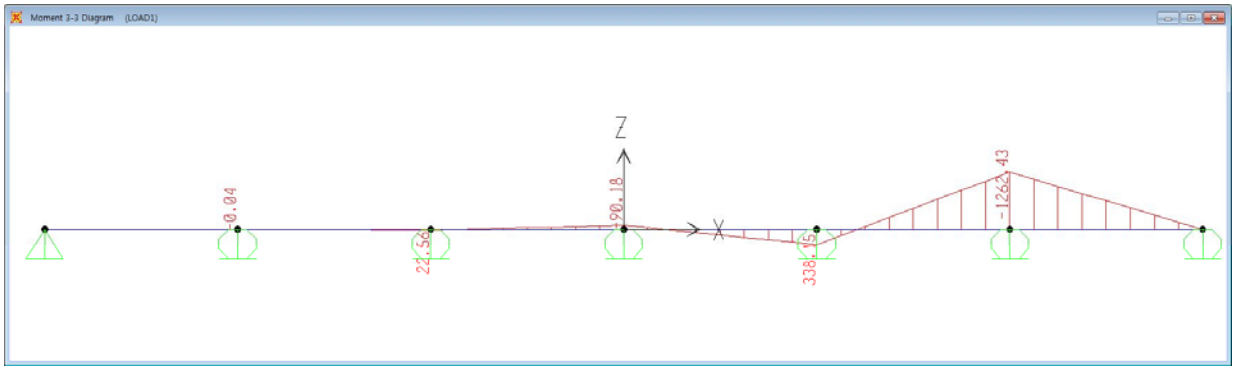
1) 모델링



2) 단면성질

중앙부 합성단면	A(m^2)	I(m^4)
S1	1.3664	0.7877
S2~S6	1.3712	0.7927

3) 지점침하 하중(가정침하량 10mm)



∴ Md_max = 1262.430 × 4 ea = 5049.720 kN · m

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.188 × 2 차선 = 456.192 kN

② Pf = 48.0 × 1.188 × 2 차선 = 114.048 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.003 + {(0.003675 − 0.003) / 5.000 } × -0.80 = 0.003

Pr = 0.0037

Pr = 0.004 + {(0.0037 − 0.004) / 5.000 } × -0.80 = 0.004

ML = { 456.192 × (0.0037 + 0.004)} × 0.1 × 40.000 +
(114.048 × 0.003) × 0.1 × 40.000

= 16.134 kN · m

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

ML = 16.134 × 1.000 = 16.13 kN · m

2) DL 24

① W = 12.7 × 1.188 × 2 차선 = 30.163 kN

② Pm = 108 × 1.188 × 2 차선 = 256.500 kN

ML = { 30.163 × (-0.001 + 0.002 + 0.0043425)} × 0.1 × 1600.000 +
{ 256.500 × (0.004 + 0.000)} × 0.1 × 40.000

= 33.013 kN · m

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

ML = 33.013 × 1.000 = 33.01 kN · m

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (☞ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φs, t' = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\Phi s(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h}$

$= 1.457$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

= (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

$= \{ 2 \times 9170 \times 240) \} / \{ 2 \times 9170 + 240) - 4 \times 800 \} = 282$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} \} = 0.55$

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 282 + 250$

$= 691$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.457 \times 2.84 \times 0 = 2.276$

$\therefore \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 2.276 \times 1$

$= 2.276$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} : 1.464$

여기서, h = (2 × Ac) / u

= (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더갯수)

= (× 9E+05 × 4) / (6456 × 4) = 270

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 2.245

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8$ 48 + 8 = 56

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0. 70)^{18}] \times 270 + 250$

= 673 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.245 ×0.3 = 1.285

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

= 1.285 × 1 = 1.285

2) 건조수축율 (ε_{sh}) (☞ 도.설 4.2.3.4)

① 바닥판의 건조수축 계수 (ts = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc} (9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$

$= [160 + 10 \beta_{sc} (35 / 10))] \times 10^{-6}$

= 0.000435

여기서, β_{sc} = 5 ; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3] : 40\% \le RH \ 99\%$

$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$

= -1.02

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t - t_s)} / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

= 282

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

= 0.000435 ×-1.01 = -0.000443

∴ $\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t- t_s)$

= -0.000443 × 1 = -0.000443

② Beam의 건조수축 계수 (ts = 90일, t = ∞일, RH = 70%)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ f_{cu} / 10\ )\ )\ ] \times 10^{-6}$

$= [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ 48 / 10\ ))\ ] \times 10^{-6}$

$= 0.00037$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55\ [\ 1 - (\ RH / 100\ )^3\ ]$: $40\% \leq RH \leq 99\%$

$= -1.55 \times [\ 1\ \ 70 / 100\ )^3\ ]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(\ t - t_s\ )} / \{\ 0.035h^2 + (\ t - t_s\ )\} = 1$

여기서, $h = 2Ac / u$ = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 270$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$

$\therefore\ \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(\ t - t_s\ )$

$= -0.000377 \times 1$

$= -0.000377$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.276	1.285	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2150 mm (5.4 바닥판 합성단면)

강선도심까지 거리 : 657 mm (5.2 순단면)

거더상연까지 거리 : 868 mm (5.4 바닥판 합성단면)

슬래브중심까지 거리 : 868 + 240 / 2 = 988 mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443

Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : 2150 × 240 = 516000 mm^2

$P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 24422 × 5E+05 = 831716 N

$M_c = P_c \times y_c$ = 831716 × 988 = 821735408 N · mm = 821.735 kN · m

M_c = 1 × 821.735 = 821.735 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 × 1600 × 1185 = 1516800 N

$w = (8 \times P \times e) / \ell^2$

$= (8 \times 4 \times 1516800 \times 657) / 40000^2$

= 19.931 N/mm 19.931 kN/m

따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

∴ Mps = 21 × W × ℓ^2 / 200 = 3348.408 kN · m

* 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\phi})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 3348.408 kN · m

$\phi = \phi_s - \phi_t$ 2.276 - 1.285 = 0.991

$= (2585.6 - 3348.408) \times (1 - e^{-0.916})$ = 479.650 kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	821.735	479.650

(8) 부재력의 합계

$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8$ (단 $\sum Mu \geq 0.9M$) (도로교설계기준 2010 p.4-188)

여기서, $\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$w = R / a$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$\sum Mu$ = 1.3 × 66.8 + 2.15 × 33.0 = 157.8 kN · m

= (1.3 × 66.8 + 2.15 × 33.0) - 2084.779 = -1926.9 kN · m

∴ Mu = 157.8 / 9.170 = 17.2 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 66.8 + 1.3 × 33.0 + 1.3 × 6351.1 = 8386.2 kN · m

= (1.3 × 66.8 + 1.3 × 33.0 + 1.3 × 6351.1) - 2084.779

= 6301.4 kN · m

∴ Mu = 8386.2 / 9.170 = 914.5 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 914.527 kN · m / m

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 914526515.534 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 1673.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 1543.0 (mm) , d' = 130.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 계 수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a/2)

-2.963 As^2 + 524620 As -914526515.534 = 0 에서

As(req) = 1760.726 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0011

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 1760.726

② As(min) = 5400.500 → ∴ As = 2347.64 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2347.635

(3) 사용 철근량

1 단 배근 철근간격: 125 N = 16

① H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

② H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

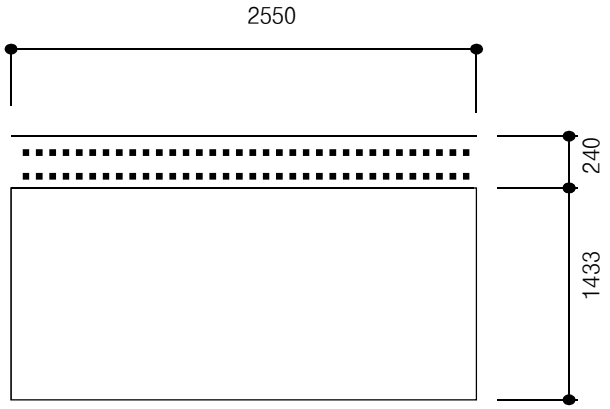
∑ = 6193.600 mm^2 **O.K**

(4) 설계휨강도

ϕf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 3135.625 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ ϕf Mn = 3135.625 kN · m > Mu = 914.527 kN · m **O.K**



4.6.3 주장율 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 2% 이상의 교축 방향 철근 배근
* 주장율 : 0.0045 mm/mm^2 이상 (주장율 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)
* Ac = 1000 × 240 = 240,000 mm^2
* As' = 240000 × 0.02 = 4800.0 mm^2
* 사용 철근량

위 치	직 경	간 격(mm)	면 적(mm^2)	갯 수(EA)	총 면 적(mm^2)
1 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
2 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
			∑	16	6193.600

* As = 6193.600 mm^2 > 4800.0 mm^2 **O.K**
* 철근직경 = 22.20 mm
* 주 장 율 = π×22.20×16/240000 = 0.005 > 0.0045 mm/mm^2 **O.K**

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 10.89 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 1673.00mm d = 1543.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0040

np = 0.03322

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2+2np\}}$

= 0.22666

j = 1 - k / 3 = 0.9244

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 1.232 MPa

As-use : ┌ H 22 @ 125 = 3096.80 철근간격= 125.00mm (2 단 배근)

└ H 22 @ 125 = 3096.80 N = 16

d_c = 60.00mm (슬래브 상면피복) n = 8

R = 1.35 (슬래브)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = z - Hn / 2

= 49 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / Fsmax) -2.5 Cc

= 63788.003 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 51128.402 mm

Sa는 작은 값인 51128.4 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 51128.402 mm) **O.K**

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2003, p.80)

Tmin = L/28 지간 = 1.95m

= 0.070

= 69.64mm < Tuse = 1673.00cm

∴ **처짐 검토 생략**

(3) 피로 검토

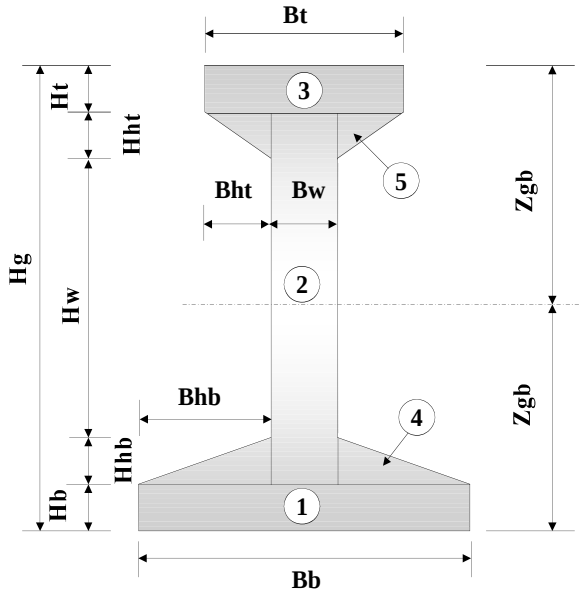
M_L = 3.600 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 0.407 MPa < 150 MPa

O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

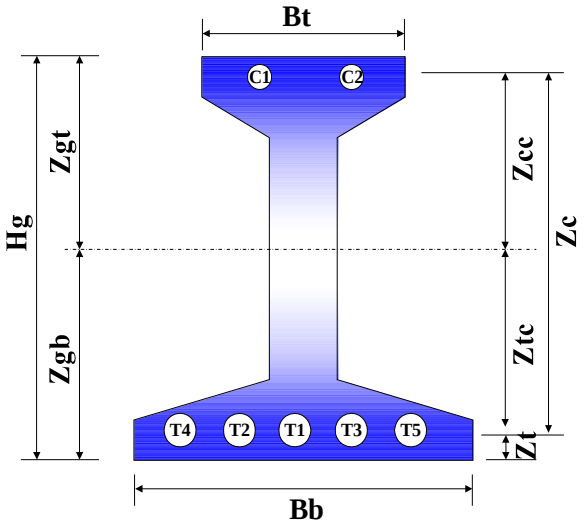


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z^2	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
∑ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zgb^2 0.348084 m^4

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
∑		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
∑		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

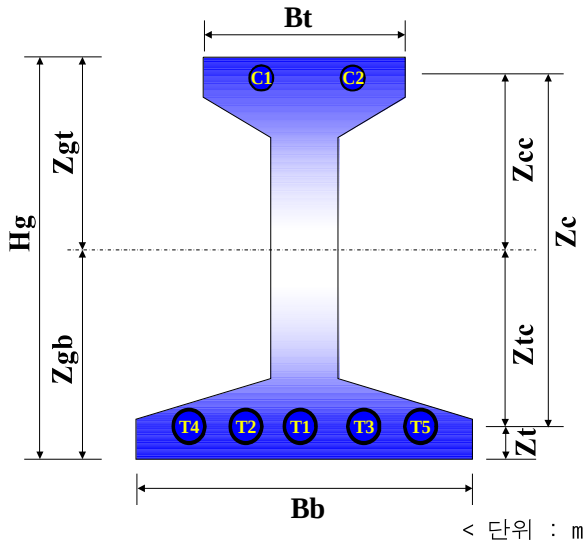
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 : 0.000094 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z^2	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
∑	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.332823 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
∑		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 = 2.513E-07 m^4

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z^2	Io
T1	7	0.00097	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T3	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T4	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
∑		0.00804	0.1431	0.00115	0.00018	1.402E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 2.0611E-05 m^4

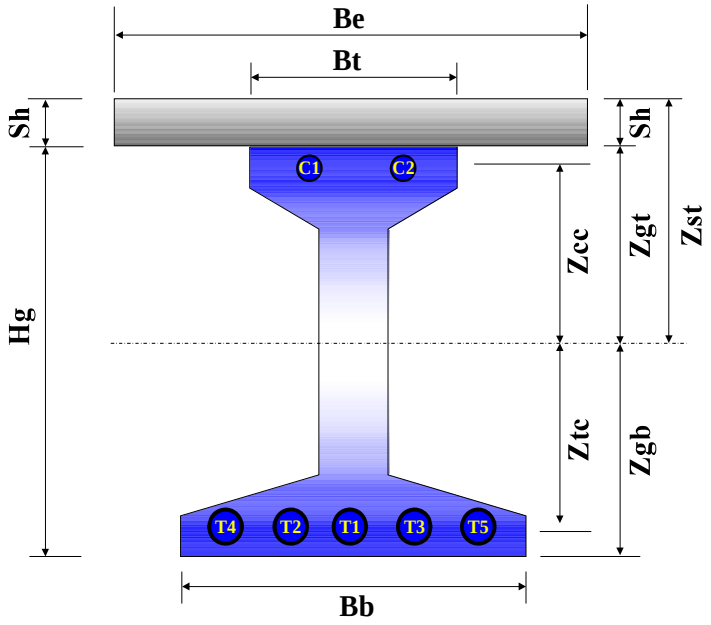
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05208	0.143	0.00745	0.00107	1.334E-04
∑		0.90678	0.745	0.67528	0.53613	0.332958

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.744702 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.055298 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.930298 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.601598 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.366205 m^4

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.375 m

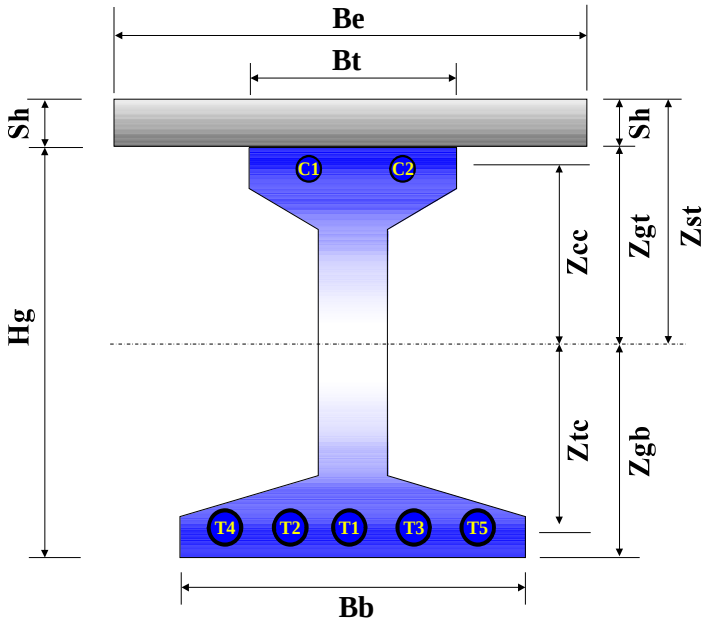
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.625	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.815	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.350	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.350	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.50760	1.920	0.97459	1.87122	0.002436
∑		1.41438	1.166	1.64987	2.37410	0.368642

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.166499 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.633501 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.508501 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.023396 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.873501 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.818166 m^4

5.4.2 G2~G3 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

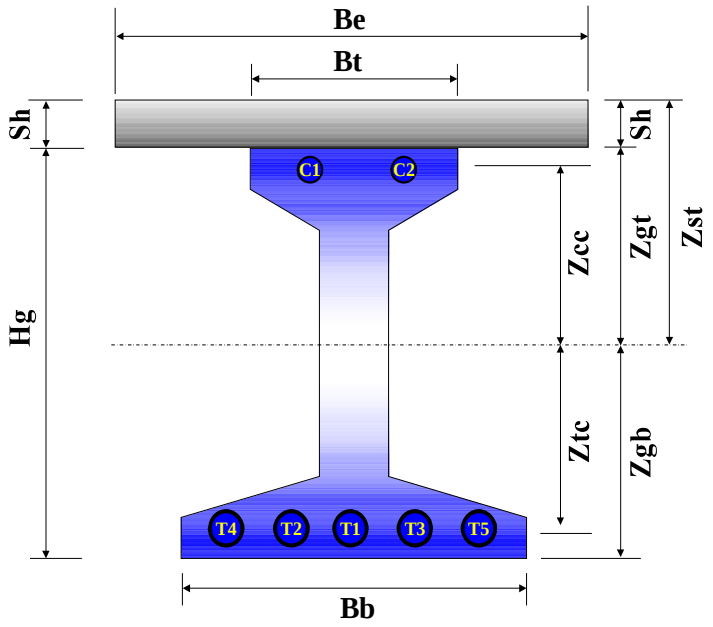
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.150	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.150	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.46440	1.920	0.89165	1.71196	0.002229
∑		1.37118	1.143	1.56693	2.21485	0.368435

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.142760 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.657240 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.532240 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.999656 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.897240 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.792659 m^4

5.4.3 G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.545 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.795	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.985	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.520	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.520	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.54432	1.920	1.04509	2.00658	0.002613
∑		1.45110	1.186	1.72037	2.50946	0.368818

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.185566 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.614434 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.489434 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.042463 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.854434 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.838663 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.41438	0.818166	0.874	0.634	-1.166	0.509	-1.023

5.5.2 G2~G3 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.37118	0.792659	0.897	0.657	-1.143	0.532	-1.000

5.5.3 G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.45110	0.838663	0.854	0.614	-1.186	0.489	-1.042

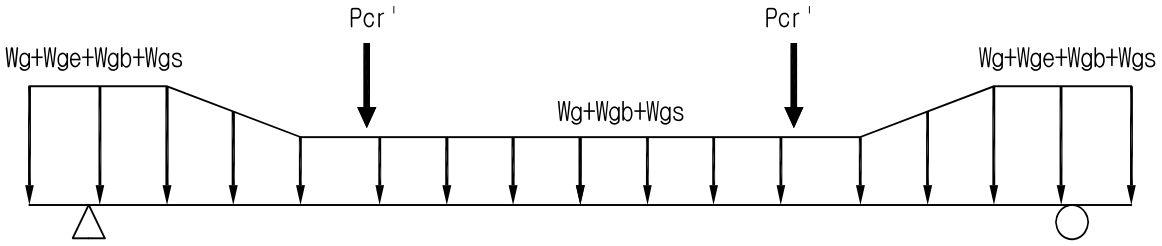
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1	×	25000 × 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA	×	17 EA	=	562	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.350 × 25000 = 14100 N/m

(2) G2~G3 거더 : 0.240 × 2.150 × 25000 = 12900 N/m

(3) G4 거더 : 0.240 × 2.520 × 25000 = 15120 N/m

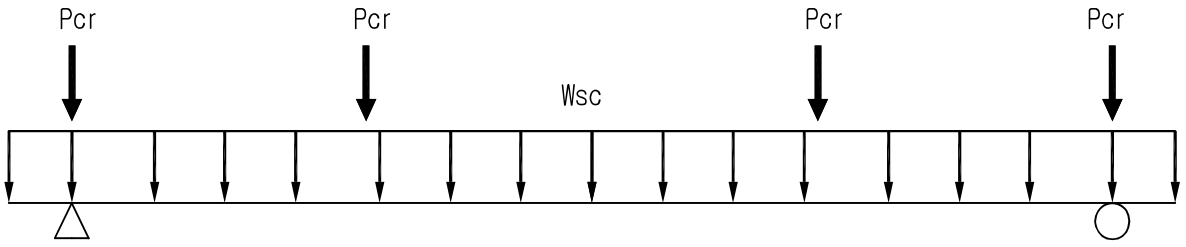
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.08 × 25000 = 11556 N

(2) G2~G3 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.15 × 25000 = 23113 N

(3) G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.08 × 25000 = 11556 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방음벽기초(우) : A × w = 0.618 × 25000 = 15449 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

(4) 기타 하중

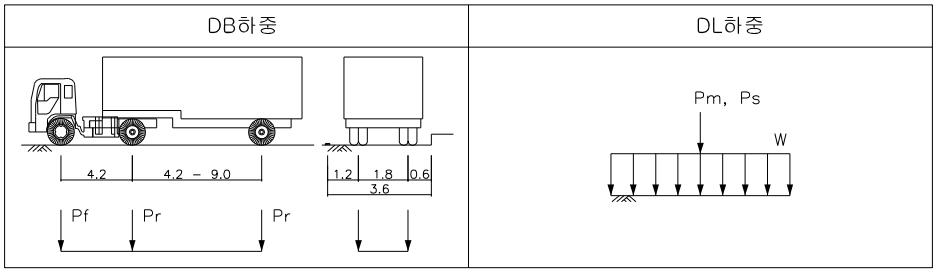
	위치	하중크기
1) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
2) 난간(우)	8.855m	1000N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 2 차로

(2) 차 로 폭 : 3.6 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.816635	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.022590	0.003911
요소 중심간격(V)	2.150	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 4.585m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 11397.933

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.516$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 135.088

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.152$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 $[B]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

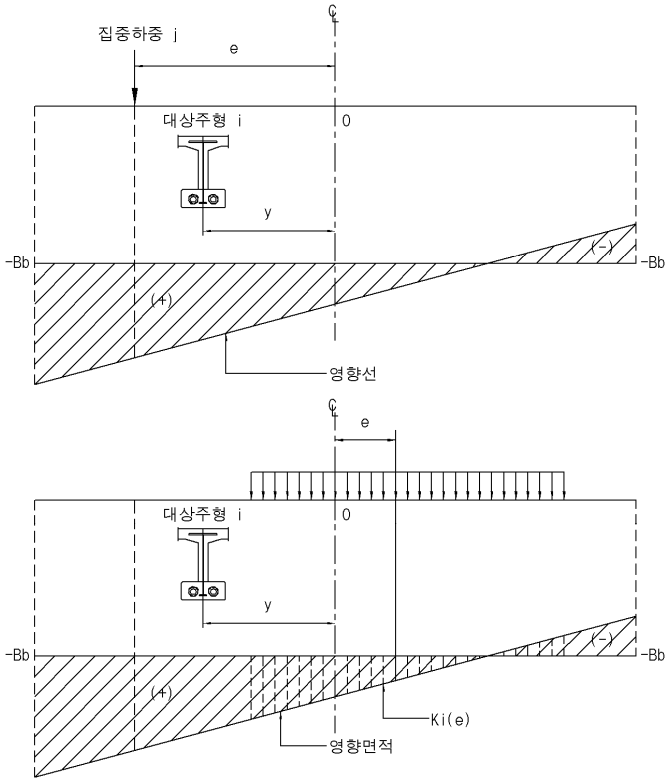
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 $[E]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0)×√(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$$K_{ai} = K_{aij} / N_g$$

분포하중

$$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
-1.00×Bb	-4.585	-0.105	0.065	0.321	0.718	1.000
-0.75×Bb	-3.439	-0.028	0.123	0.325	0.580	1.000
-0.50×Bb	-2.293	0.045	0.179	0.328	0.448	1.000
-0.25×Bb	-1.146	0.123	0.233	0.319	0.325	1.000
0.00×Bb	0.000	0.213	0.282	0.286	0.219	1.000
0.25×Bb	1.146	0.317	0.317	0.237	0.130	1.000
0.50×Bb	2.293	0.437	0.326	0.183	0.053	1.000
0.75×Bb	3.439	0.565	0.323	0.129	-0.016	1.000
1.00×Bb	4.585	0.692	0.318	0.075	-0.085	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
방호벽(좌)	4.400	0.672	0.319	0.084	-0.074	1.000
방음벽기초(우)	-4.317	-0.086	0.079	0.322	0.685	1.000
콘크리트포장	0.085	1.999	2.078	2.067	1.956	8.100
난간(좌)	4.440	0.676	0.318	0.082	-0.076	1.000
난간(우)	-4.270	-0.083	0.082	0.322	0.679	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
DB1	2.635	0.953	0.647	0.334	0.067	2.000
DB2	-0.965	0.281	0.479	0.616	0.625	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
DL1	2.635	0.475	0.326	0.167	0.032	1.000
DL2	-0.965	0.137	0.241	0.316	0.307	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	합계
DB1	0.953	0.647	0.334	0.067	2.000
DB2	0.281	0.479	0.616	0.625	2.000
DB12	1.234	1.126	0.949	0.692	4.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	합계
DL1	0.475	0.326	0.167	0.032	1.000
DL2	0.137	0.241	0.316	0.307	1.000
DL12	0.612	0.567	0.482	0.338	2.000

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN·m)

구 분	G1	G2~G3	G4	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2792.0	2676.7	2985.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1427.6	1842.0	2069.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	2863.9	2287.4	2858.3		
DL 활하중	2677.1	2116.2	2671.8		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	2863.9	2287.4	2858.3		
합 계	11423.6	11146.2	12253.5		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G3	G4	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	280.7	263.1	300.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	153.0	178.6	231.0	바닥판 합성단면	
DB 활하중	348.0	335.3	342.9		
DL 활하중	325.2	295.9	320.6		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	348.0	335.3	342.9		
합 계	1257.6	1252.8	1350.3		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후	150.295	160.660	178.984	244.321	
ADD	942.126	945.886	964.210	1056.501	
DB1	259.886	191.767	116.845	38.789	
DB2	96.012	149.247	181.162	182.527	
DB12	355.898	341.014	298.007	221.315	
DL1	250.270	168.349	106.276	39.632	
DL2	93.905	132.622	160.247	176.232	
DL12	344.175	300.966	266.515	215.819	
ENV	355.898	341.014	298.007	221.315	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1298.024	1286.900	1262.217	1277.816	

8.3.2 종점측(단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후	150.295	160.660	178.984	244.321	
ADD	942.126	945.886	964.210	1056.501	
DB1	259.885	191.758	116.840	38.789	
DB2	96.012	149.241	181.154	182.526	
DB12	355.897	341.000	297.995	221.315	
DL1	250.268	168.348	106.275	39.632	
DL2	93.905	132.621	160.246	176.231	
DL12	344.173	300.964	266.513	215.818	
ENV	355.897	341.000	297.995	221.315	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1298.023	1286.885	1262.204	1277.816	

8.3.3 시점측(단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후	150.295	160.660	178.984	244.321	
ADD	942.126	945.886	964.210	1056.501	
DB1	39.958	117.651	191.468	257.261	
DB2	186.492	182.025	147.887	92.866	
DB12	226.450	299.677	339.356	350.127	
DL1	41.027	106.897	167.716	247.763	
DL2	179.937	161.188	131.440	90.856	
DL12	220.975	268.122	299.163	338.621	
ENV	226.450	299.677	339.356	350.127	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1168.576	1245.562	1303.566	1406.629	

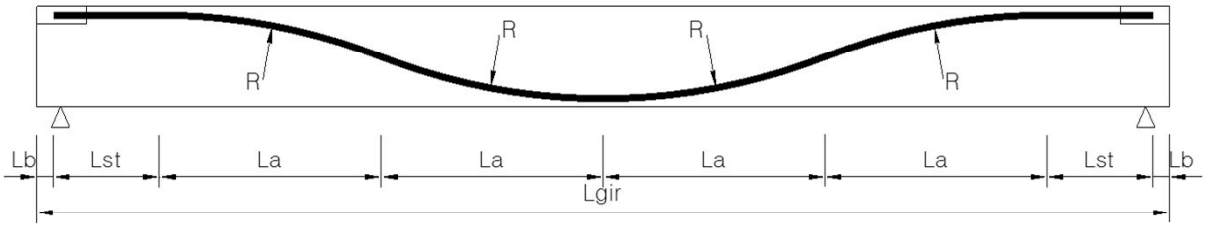
8.3.4 종점측(단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후	150.295	160.660	178.984	244.321	
ADD	942.126	945.886	964.210	1056.501	
DB1	39.958	117.647	191.460	257.261	
DB2	186.492	182.018	147.881	92.866	
DB12	226.450	299.665	339.341	350.126	
DL1	41.027	106.897	167.714	247.761	
DL2	179.936	161.187	131.439	90.856	
DL12	220.974	268.120	299.160	338.619	
ENV	226.450	299.665	339.341	350.126	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1168.576	1245.550	1303.551	1406.628	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

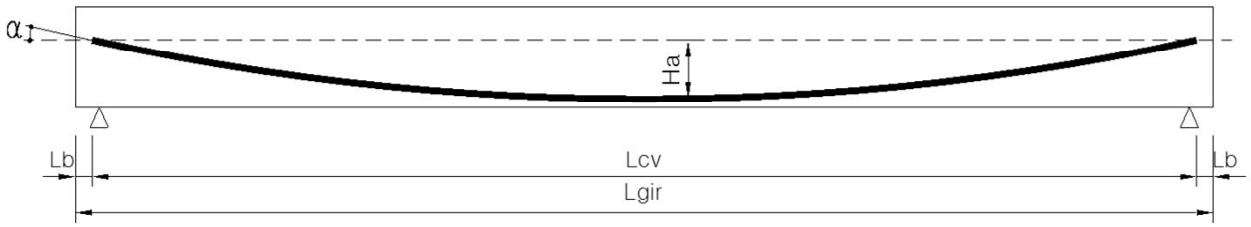
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 191969 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 173863 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

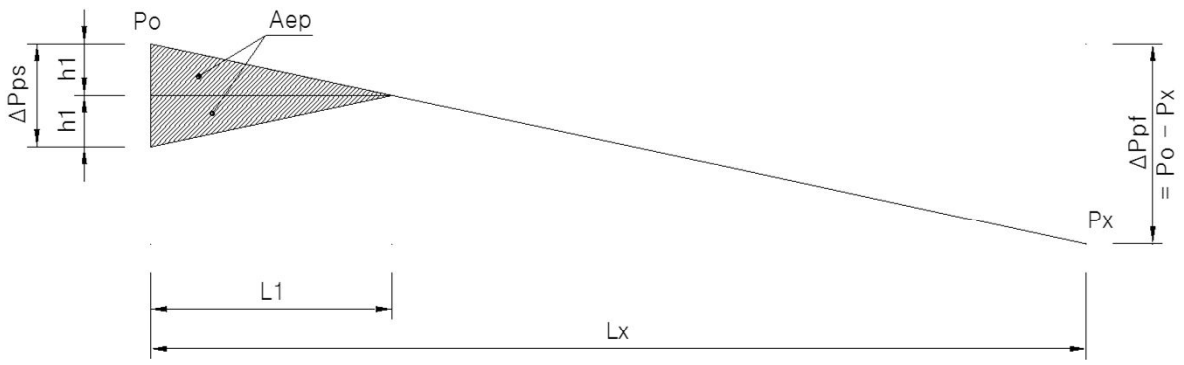
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = Po - Px = Po · [1 - $e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$]

	Ha	a	α(rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	406035
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	366623
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	326695
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : Δ ℓ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = Δ ℓ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep/p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
C2	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
T1	19.636	9776	1165080	10.917	213450	0
T2	19.610	20706	2829480	11.690	484095	0
T3	19.579	18726	2829480	12.292	460363	0
T4	19.566	16697	2829480	13.018	434719	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $f_{cir} = \varepsilon_c \cdot E_{ci}$, $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_p$

▶ $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt} = (E_{pt}/E_{ci}) \cdot f_{cir} = n \cdot f_{cir}$

$f_{cir} = \Sigma f_{psi} + f_{sw} / N$

$(E_{pt} / E_{ci}) = n$

$f_{sw} = M_{sw} \cdot e / I_{net}$

Σf_{psi} =
①강선 경우 : $f_{ps2} + f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
②강선 경우 : $f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
③강선 경우 : $f_{ps4} \cdots f_{psN}$
…
ⓝ강선 경우 : 0

$f_{psi} = P_r / A_{net} + P_r \cdot e^2 / I_{net}$

- 긴장회수(N) = 3 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : A_{net} = 0.83842 m^2 , I_{net} = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3400000	-406035	0	2993965	-0.639012	4
T3	3400000	-366623	0	3033377	-0.639012	1
T4	3400000	-326695	0	3073305	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.340	14.680	-2.778	11.903	81.892	193.092
T4	7.436	7.244	-2.778	4.467	30.730	72.459
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.244	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-45.060
Σ	22.020	21.925	-8.333	13.592	93.512	220.491

Δfpe의 평균치 : 31.171 MPa

ΔPpe의 평균치 : 73.497 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N·m)
C1	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
C2	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
PS강봉 소계(압축)					-1026137	0.91099	-934798
T1	1200000	-191969	0	0	1008031	-0.48901	-492940
T2	3400000	-406035	0	45060	3039025	-0.63901	-1941975
T3	3400000	-366623	0	-193092	2840285	-0.63901	-1814978
T4	3400000	-326695	0	-72459	3000846	-0.63901	-1917578
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					9888187	-0.61966	-6167470

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2792.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1427.60	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2863.90	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2792.00}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.046	-5.678	45.918	-29.694	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1427.60}{0.81817} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fal	MPa	1.372	0.995	1.105	-2.035	5.744	-11.561	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2863.9 + 0}{0.81817} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fll	MPa	2.752	1.996	2.217	-4.083	11.523	-23.192	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4144} + n \cdot \frac{299.7}{0.8182} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fsh	MPa	0.102	0.023	0.025	-0.634	-0.135	3.767	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.37 = 143.944$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.59 + -1.79 = -6.37$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2792}{0.36621} \quad -0.602 = -4.587 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1428}{0.81817} \quad -1.023 = -1.786 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -143.944 \times 0.008 = -1157.975$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1157.975}{1.4144} + n \cdot \frac{1185.066}{0.8182} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fcr	MPa	0.402	0.089	0.099	-2.508	-0.532	14.897	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ + 45.92 + 5.74\ ) \times 0.03 = 13.795\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.795 \times 0.0025 = -34.681\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.681}{1.4144} + n \cdot \frac{-17.635}{0.8182} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
frgb	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.230	-0.016	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	143.944	12.142
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	143.944	12.018
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	143.944	23.288
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	143.944	19.357
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
∑	0.008045	663.965	-93.512	145.600	575.777	66.805
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	143.944	16.701

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.701 \times 0.0080 = -134.35\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.35}{1.4144} + n \cdot \frac{137.50}{0.8182} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
frgs	MPa	0.047	0.010	0.011	-0.291	-0.062	1.728	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6621E+11 / 27804.0636 \times 2436480000 = 166.988$

$B = 1 + m = 1 + 166.988 = 167.988$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 166.988 \times 0.12 = -18.983$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 166.988 \times 0.005 + 166.988 \times 0.014$

$= 4.724$

$P = (1383.68 + 1161.86543) / 2 \times (138.7 \times 58)$

$= 10238947$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1391083.778$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -164939.309$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 91400.598$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10328.605$ N.m

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.642$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.839$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.240$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.787$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.149$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.212$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.409$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.116$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.642	2.839	-6.240	1.787	-5.501	1.443	
fsh2	MPa	-0.149	-0.212	0.409	-0.116	0.360	-0.094	
f2	MPa	2.494	2.627	-5.831	1.670	-5.141	1.349	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G3거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2676.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1842.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2287.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2676.70}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			7.713	-5.443	44.022	-28.468	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1842.00}{0.79266} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fal	MPa	1.877	1.375	1.527	-2.656	8.007	-15.039	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2287.4 + 0}{0.79266} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fll	MPa	2.330	1.707	1.897	-3.298	9.943	-18.676	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.3712} + n \cdot \frac{299.7}{0.7927} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fsh	MPa	0.113	0.031	0.035	-0.646	-0.080	3.829	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.78 = 141.123$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.40 + -2.38 = -6.78$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2677}{0.36621} \quad -0.602 = -4.397 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1842}{0.79266} \quad -1.023 = -2.378 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -141.123 \times 0.008 = -1135.277$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1135.277}{1.3712} + n \cdot \frac{1161.837}{0.7927} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fcr	MPa	0.438	0.122	0.135	-2.503	-0.310	14.846	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ + 44.02\ + 8.01\ ) \times 0.03 = 13.806\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.806 \times 0.0025 = -34.708\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.708}{1.3712} + n \cdot \frac{-17.649}{0.7927} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
frgb	MPa	-0.041	-0.036	-0.040	0.000	-0.241	-0.020	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	141.123	12.283
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	141.123	12.159
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	141.123	23.429
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	141.123	19.498
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
∑	0.008045	663.965	-93.512	145.600	564.491	67.369
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	141.123	16.842

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.842 \times 0.0080 = -135.49\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-135.49}{1.3712} + n \cdot \frac{138.66}{0.7927} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
frgs	MPa	0.052	0.015	0.016	-0.299	-0.037	1.772	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00261274 = 155.723$

$B = 1 + m = 1 + 155.723 = 156.723$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 155.723 \times 0.12 = -17.632 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 155.723 \times 0.005 + 155.723 \times 0.014$

$= 4.507$

$P = (1383.68 + 1164.88284) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10251084 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1378000.185 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -162718.585 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93380.232 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10505.352 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.410$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.653$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.179$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.768$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.204$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.417$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.410	2.653	-6.179	1.768	-5.447	1.429	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.119	0.368	-0.096	
f2	MPa	2.271	2.449	-5.762	1.650	-5.079	1.333	

10.3 G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2985.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2069.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2858.30	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2985.80}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.604	-6.072	49.106	-31.755	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2069.30}{0.83866} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fal	MPa	1.897	1.364	1.516	-2.925	7.818	-16.652	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2858.3 + 0}{0.83866} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fll	MPa	2.621	1.885	2.094	-4.041	10.799	-23.001	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4511} + n \cdot \frac{299.7}{0.8387} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fsh	MPa	0.093	0.016	0.018	-0.625	-0.174	3.718	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 7.43 = 136.540$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.91 + -2.53 = -7.43$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2986}{0.36621} \quad -0.602 = -4.905 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2069}{0.83866} \quad -1.023 = -2.525 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -136.540 \times 0.008 = -1098.409$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1098.409}{1.4511} + n \cdot \frac{1124.107}{0.8387} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fcr	MPa	0.349	0.060	0.067	-2.346	-0.653	13.946	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$

$= (\ 408.17\ + 49.11\ + 7.82\ ) \times 0.03 = 13.953$ Mpa

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.953 \times 0.0025 = -35.077$ kN

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.077}{1.4511} + n \cdot \frac{-17.837}{0.8387} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
frgb	MPa	-0.038	-0.034	-0.037	0.001	-0.224	-0.013	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	136.540	12.512
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	136.540	12.388
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	136.540	23.658
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	136.540	19.727
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
∑	0.008045	663.965	-93.512	145.600	546.160	68.286
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	136.540	17.071

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -17.071 \times 0.0080 = -137.33$ kN

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-137.33}{1.4511} + n \cdot \frac{140.55}{0.8387} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
frgs	MPa	0.044	0.007	0.008	-0.293	-0.082	1.744	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00261274 = 155.723$

$B = 1 + m = 1 + 155.723 = 156.723$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 155.723 \times 0.12 = -17.632 \ m$

$F = Y_1'^{2} + \gamma_{c1}^{2} + m \times \gamma_{c2}^{2} + m \times Y_2^{2}$

$= 1.114 + 0.404 + 155.723 \times 0.005 + 155.723 \times 0.014$

$= 4.507$

$P = (1383.68 + 1169.78386) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10270798 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^{2}) - C \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B \ Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B \ Y_1')$

$= -1490060.180 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^{2}) - F \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C \ Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C \ Y_1')$

$= -176848.966 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s \ E_{c1} \ I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93380.232 \ N$

$M_s = \varepsilon_s \ E_{c1} \ I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10505.352 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.648$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.827$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.684$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.914$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.204$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.417$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.648	2.827	-6.684	1.914	-5.892	1.546	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.119	0.368	-0.096	
f2	MPa	2.508	2.624	-6.267	1.795	-5.525	1.450	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.840**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	8.046	-5.678	45.918	-29.694	
4	fal	1.372	0.995	1.105	-2.035	5.744	-11.561	
5	fll	2.752	1.996	2.217	-4.083	11.523	-23.192	
6	fsh	0.102	0.023	0.025	-0.634	-0.135	3.767	
7	fcr	0.402	0.089	0.099	-2.508	-0.532	14.897	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.230	-0.016	
9	frgs	0.047	0.010	0.011	-0.291	-0.062	1.728	
10	f2	2.494	2.627	-5.831	1.670	-5.141	1.349	
계		7.129	5.705	7.607	3.352	465.256	-1271.891	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	±0.0000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-

11.2 G2~G3거더 응력산출

1) G2~G3거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.842**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	7.713	-5.443	44.022	-28.468	
4	fal	1.877	1.375	1.527	-2.656	8.007	-15.039	
5	fll	2.330	1.707	1.897	-3.298	9.943	-18.676	
6	fsh	0.113	0.031	0.035	-0.646	-0.080	3.829	
7	fcr	0.438	0.122	0.135	-2.503	-0.310	14.846	
8	frgb	-0.041	-0.036	-0.040	0.000	-0.241	-0.020	
9	frgs	0.052	0.015	0.016	-0.299	-0.037	1.772	
10	f2	2.271	2.449	-5.762	1.650	-5.079	1.333	
계		7.041	5.663	7.494	3.717	464.395	-1269.594	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-

11.3 G4거더 응력산출

1) G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.845**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	8.604	-6.072	49.106	-31.755	
4	fal	1.897	1.364	1.516	-2.925	7.818	-16.652	
5	fll	2.621	1.885	2.094	-4.041	10.799	-23.001	
6	fsh	0.093	0.016	0.018	-0.625	-0.174	3.718	
7	fcr	0.349	0.060	0.067	-2.346	-0.653	13.946	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.037	0.001	-0.224	-0.013	
9	frgs	0.044	0.007	0.008	-0.293	-0.082	1.744	
10	f2	2.508	2.624	-6.267	1.795	-5.525	1.450	
계		7.475	5.923	7.975	2.405	469.234	-1279.734	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2792.00	30891	0.3662	39.10
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8182	10.94
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8182	5.88
활하중	2863.90	30891	0.8182	17.95

(2) G2~G3 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2676.70	30891	0.3662	37.49
합성후 고정하중	1842.00	30891	0.7927	12.54
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8182	5.88
활하중	2287.40	30891	0.8182	14.34

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_\circ = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_\circ = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 39.10 + 10.94 + -103.57)

= 15.10 mm

(4) G2~G3 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 37.49 + 12.54 + -103.57)

= 15.08 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G3 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-42.57	-42.57	δ_{do}+ δ_{ps}
바닥판 타설 전	-76.79	-76.79	
바닥판 타설 후	-37.69	-39.30	δ_{do}+ δ_{ps}+ δ_{d1}+ $\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-5.77	-5.80	δ_{do}+ δ_{d1}+ δ_{d2}+ δ_{pe}+ $\delta_{\Phi 1}$+ $\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	17.95	14.34	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 17.95 < δa = 48.75 ———————————— **O.K**

(2) G2~G3 거더

δv = 14.34 < δa = 48.75 ———————————— **O.K**

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 17284995.0 N·m

2) 단면 제원

b = 2150.0 mm (압축 플랜지의 폭)

dp = 1896.9 mm

Ap1 = 0.0080446 m^2 = 8044.6 mm^2 (강연선 총면적)

Ap2 = 0.002514 m^2 = 2514 mm^2 (강봉 총면적)

Fck = 27 MPa (슬래브 콘크리트 강도)

Fck = 40 MPa (빔 콘크리트 강도)

Fput = 1900 MPa (극한인장강도)

Fpyt = 1600 MPa (항복강도)

Fpuc = 1050 MPa (극한인장강도)

Fpyc = 950 MPa (항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001973

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1813.8 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 295.7 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 295.7 mm ---------- **플랜지단면**

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.133

qp (=0.133) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- **O.K**

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ·Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 30249.31 kN·m

Φ·Mn (=30249.313) > Mu (=17284.995) ---------- **O.K**

8) 균열 모멘트 검토

1.2·Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18362.377 kN·m

fpe = 22.566 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2·Mcr (=-18362.377 < Φ·Mn (=30249.313) ---------- **O.K**

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G4 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	475.80	3.92
합성전	280.73	1.43
합성후	153.04	5.24
활하중	347.98	26.29

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1930.6 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6867.6 kN·m

fpe = 22.566 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 65.19 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1312.06 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 139051.74 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 139051.74 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 8584166 N = 8584.17 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8584.2 kN

3) øVc = 0.80 × 8584.2 = 6867.3 kN

1/2 øVc = 3,433.666 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G4 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	454.52	251.92
합성전	272.97	150.84
합성후	148.52	88.17
활하중	341.13	185.91

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1872.2 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6867.6 kN·m

fpe = 22.566 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 710.42 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1281.37 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 12932.45 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 12932.45 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3625.3 kN

3) øVc = 0.80 × 3625.3 = 2900.2 kN

1/2 øVc = 1,450.121 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- **O.K**

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = **D13** × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- **O.K**

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G4 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	216.57	1129.90
합성후	115.66	616.53
활하중	292.16	1306.60

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1494.2 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6867.6 kN·m

fpe = 22.566 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 5079.55 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1060.04 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1858.21 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1858.21 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1858.2 kN

3) øVc = 0.80 × 1858.2 = 1486.6 kN

1/2 øVc = 743.286 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$Av = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (1494.2 - 1486.6) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= 8.82 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

Avuse = **D13** × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- **O.K**

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.093$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.43 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 623500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.093 \times 623500 = 57985.5$ N

$v_t = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 57985.5 / (2.15 \times 0.80)$

$= 0.067$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.236$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.516 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 748200$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.236 \times 748200 = 176575.2$ N

$v_s = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 176575.2 / (2.15 \times 0.80)$

$= 0.205$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$v_d = 909.6 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.697$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 348.0 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.267 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.697 + 2.15 x 0.267

= 1.480 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.697 + 0.267 + 0.067)

= 1.340 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.067 + 0.205)

= 0.354 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ **전단철근 최대 간격 s =** 0.600 **m**

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. s} = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.200 **m** ※ **O.K**

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. s} = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.400 **m** ※ **O.K**

③ 중앙부

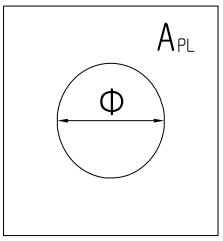
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. s} = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

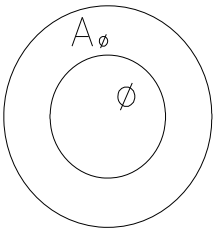
※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.400 **m** ※ **O.K**

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,400,000	3,039,025	2,551,846
T3	3,400,000	2,840,285	2,384,965
T4	3,400,000	3,000,846	2,519,787
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	**O.K**
T3	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	**O.K**
T4	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	**O.K**
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$f_{ap} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_b'/ A_b)} \leq 0.9 \times f_{ck}$

• f_{ck} = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,039,025	0.115	26.4	31.7	**O.K**
T3	15.2/17연선	2,840,285	0.115	24.7	31.7	**O.K**
T4	15.2/17연선	3,000,846	0.115	26.1	31.7	**O.K**
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 10200000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 10200000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10200000 × sin 0.12467

= 1847067.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1847067.7 / (0.8 × 300.0) = 9235.3 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- **O.K**

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 1847067.700 = 36941.354 N

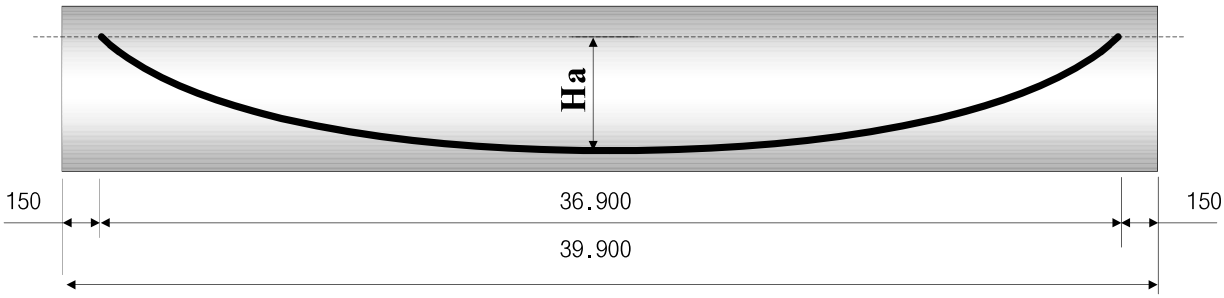
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 36941.354 / 180 = 205.230 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0023579	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0023579	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0023579	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet)×(Lps/2)/(Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
C2	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
T1	4	1200.00	1008.03	39.272	223.283
T2	4	3400.00	3039.03	39.219	267.752
T3	1	3400.00	2840.29	39.157	259.080
T4	2	3400.00	3000.85	39.131	265.567
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 78.000 m

17.1.1 교대1

(1) 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 78.000 = 0.0312 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 78 = 0.008 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 78 = 0.016 m

(4) 신축 여유량

(31 + 7.80 + 15.60) × 20 % + 10.0 = 20.9 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 31.2 + 7.8 + 15.6 + 20.9 = 75.5 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	31.2	7.8	15.6	20.9	75.5	NO.120

* 지진시 여유량을 고려하여 NO-120을 적용함.

17.1.2 교대2

(1) 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 39.000 = 0.0156 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 39 = 0.004 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 39 = 0.008 m

(4) 신축 여유량

(16 + 3.90 + 7.80) × 20 % + 10.0 = 15.5 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 15.6 + 3.9 + 7.8 + 15.5 = 42.8 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	15.6	3.9	7.8	15.5	42.8	NO.60

(S6)

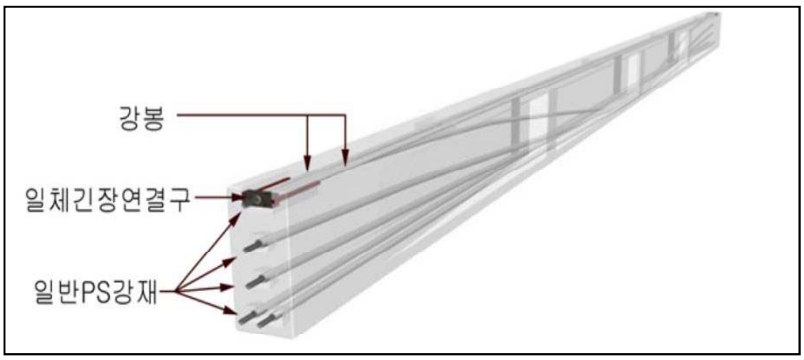
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

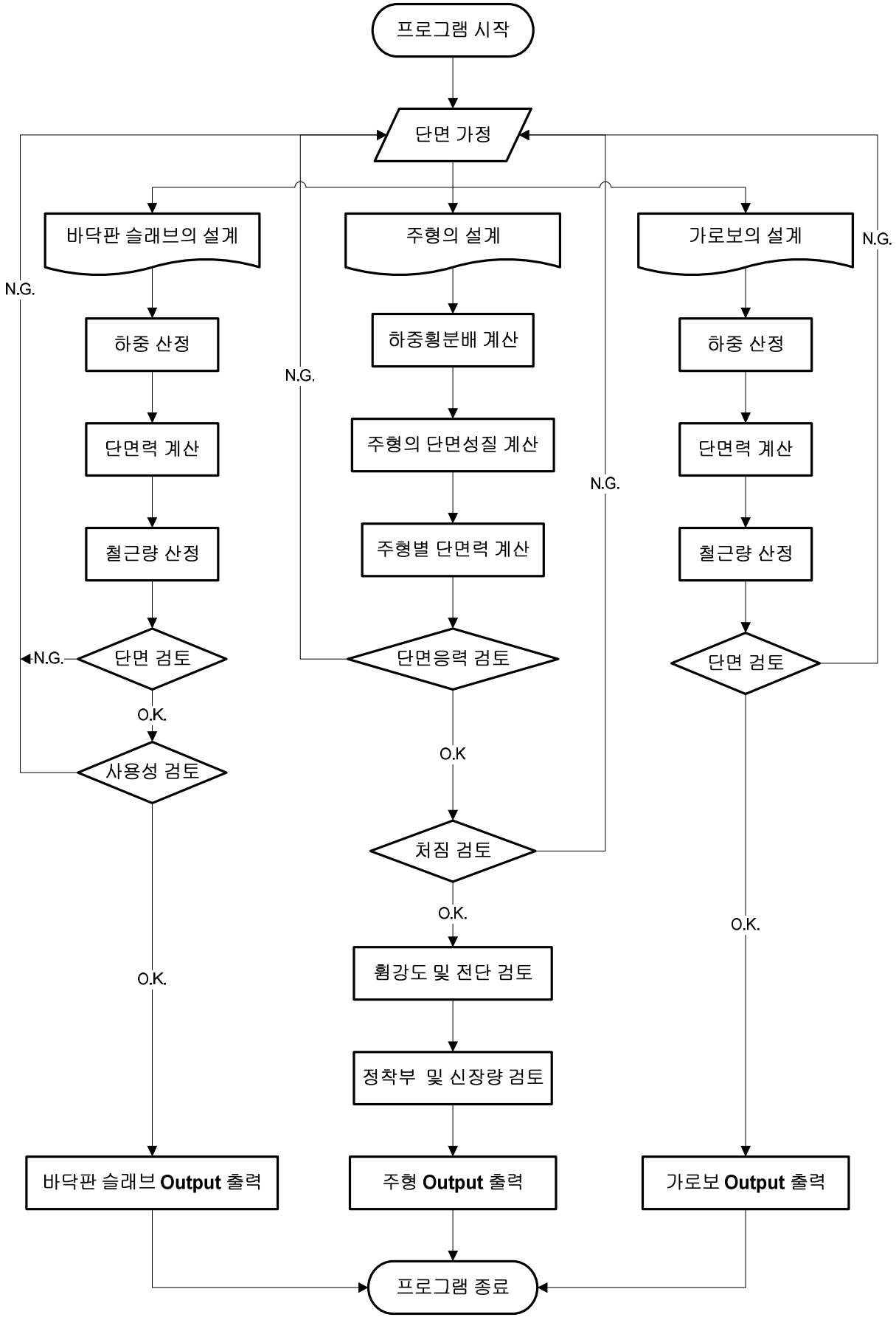
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
N.G.
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
N.G.
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 오창JCT RAMP-D교(BICON 거더)_S6
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m

(2) 거 더 전 장 : 39.900 m

(3) 설 계 지 간 : 39.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 9.170 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트　Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400)　Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

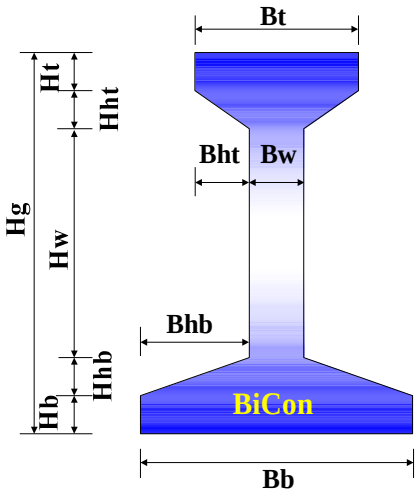
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

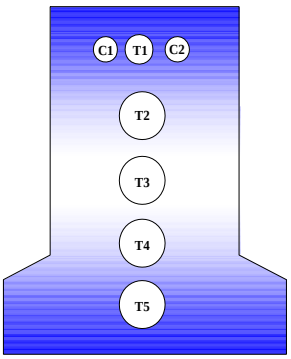
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

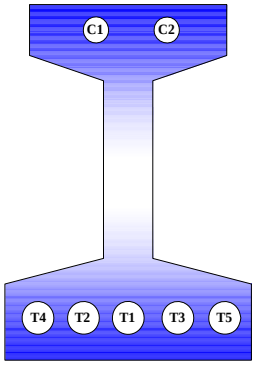
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

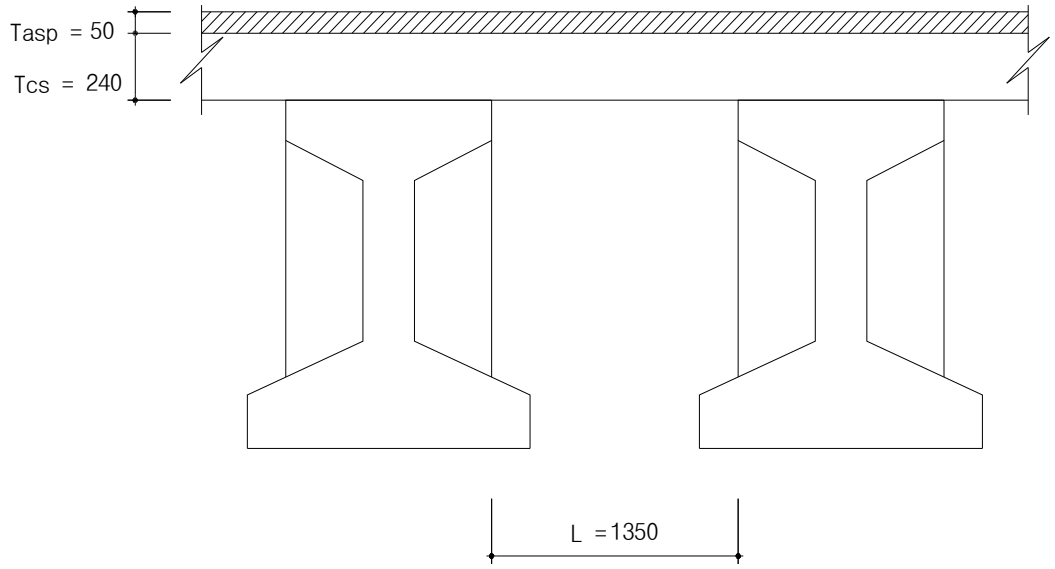
		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	17EA	17EA	17EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1. 중앙지간부

4.1.1 단면치수



4.1.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.350 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 170.50 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.1.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 =$ 1.308 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.363 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.35 + 0.6) · 96 / 9.6 = 25.350 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 20.280 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 45.302 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 21.588 kN · m

4.1.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 45302000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 45302000.0 = 0 에서

As(req) = 686.757 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0034

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 686.757

② As(min) = 700.000 ∴ As = 700 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 915.676

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 64.602 kN · m > Mu = 45.302 kN · m ---------- O.K

4.1.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.35 × 1000 / 28 = 48.214 mm

Tcan (240mm) > Tmin (48.214mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 21.588 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 118.291 MPa

Fsmax (=118.291MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 118.29) - 3 × 32.00 = 585.731 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 118.29) = 532.585 mm

Sa는 작은 값인 532.585 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 532.585 mm) ---------- **O.K**

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.280 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 111.12 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.1.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 469 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 469 mm^2

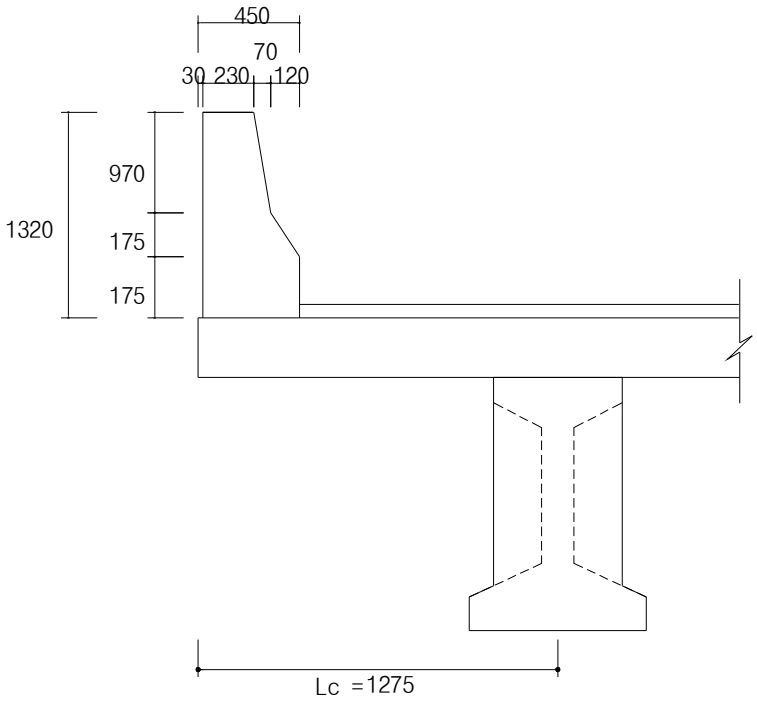
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 469.000 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.125 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 215.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.690	6.797
바닥판	0.210	25.000	5.250	0.438	2.297
포 장	0.021	23.500	0.499	0.213	0.106
방음판			0.000	0.730	0.000
합 계			15.599		9.200

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.240 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.240) · 0.125 ·(1 + 0.300) = 12.581 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(60 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 10.000 kN/m

Mco1 = 10.000 × 1.0 = 10 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 11.700 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.200	
2	활하중	Ml	12.581	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	39.008	21.781	
Case 2	16.104	12.388	
Case 3	30.245	24.751	
Case 4	28.315	21.781	
Case 5	29.082	24.751	
Case 6	43.525	33.481	
Case 7	28.905	24.088	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	43.525	
사 용 하 중	33.481	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 43524838.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1432.500 × 400.000 = 573000.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 24.967 mm , c = 24.967 / β1

= 24.967 / 0.85 = 21.222 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 21.222) / 21.222

= 0.0224

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 43524838.7 = 0 에서

As(req) = 737.525 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0041

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 737.525

② As(min) = 630.000 ∴ As = 737.525 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 983.367

(3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

∑ = 1432.500 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 81.589 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 24.967 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 81.589 kN · m > Mu = 43.525 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.875 × 1000 / 10 = 87.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (87.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 33.481 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00796

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.299

j = 1 - (k / 3) = 0.9

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 144.242 MPa

Fsmax (=144.242 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 19 / 2 = 50.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 144.24) - 2.5 × 50.50 = 419.707 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 144.24) = 436.766 mm

Sa는 작은 값인 419.707 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 419.707 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 12.581 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 54.2 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 494.142 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 494.142 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 494.142 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.200	
2	활하중	Ml	12.581	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			66.057	
Case 2	1.3		1.3		27.170	
Case 3	1.3	2.6		0.65	46.600	
Case 4	1.3	2.6	1.3		59.880	
Case 5	1.2		1.2	1.2	28.644	
적 용					**66.057**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 66056774.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 66056774.2 = 0 에서

As(req) = 1142.562 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1142.562

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1523.416

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1475.050

∴ As = 1475.05 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

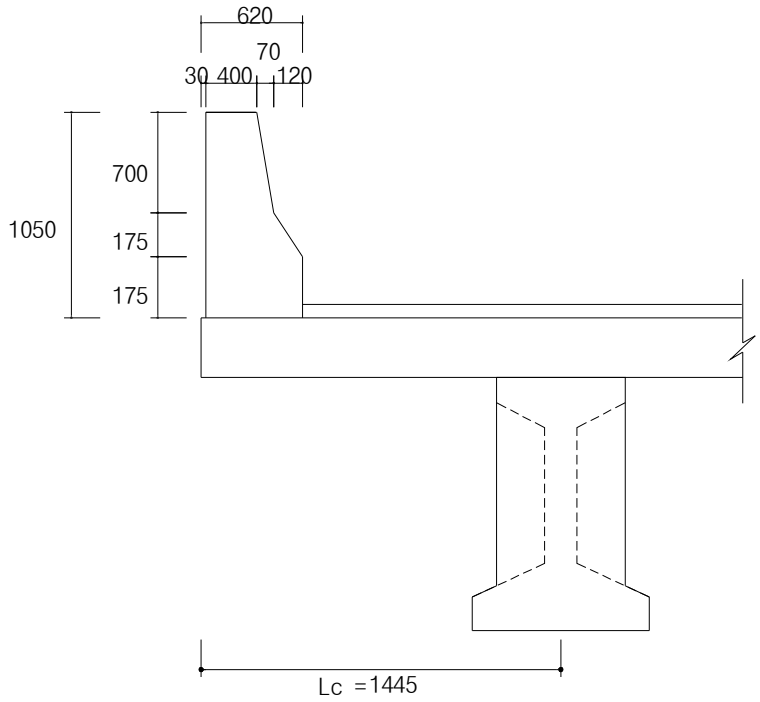
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 66.057 kN · m ---------- O.K

4.3 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.125 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 215.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.772	9.669
바닥판	0.251	25.000	6.275	0.523	3.279
포 장	0.021	23.500	0.499	0.213	0.106
방음판			1.000	0.815	0.815
합 계			20.299		13.869

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.240 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.240) · 0.125 ·(1 + 0.300) = 12.581 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(60 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 10.000 kN/m

Mco1 = 10.000 × 1.0 = 10 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 11.700 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	4.613
활하중 비재하시	0.0030	1170	7.196

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.869	
2	활하중	Ml	12.581	
3	풍하중	Mw	4.613	활하중 재하시
			7.196	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	45.078	26.450	
Case 2	27.384	21.065	
Case 3	37.383	31.062	
Case 4	34.385	26.450	
Case 5	35.945	31.062	
Case 6	49.595	38.150	
Case 7	39.317	32.765	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	49.595	
사 용 하 중	38.150	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 49594538.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 49594538.7 = 0 에서

As(req) = 844.932 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0047

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 844.932

② As(min) = 630.000 ∴ As = 844.932 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1126.576

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 49.595 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 1.045 × 1000 / 10 = 104.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (104.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 38.150 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 145.531 MPa

Fsmax (=145.531 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 145.53) - 2.5 × 52.00 = 411.122 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 145.53) = 432.897 mm

Sa는 작은 값인 411.122 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 411.122 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 12.581 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 47.992 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 566.104 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 566.104 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 566.104 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.869	
2	활하중	Ml	12.581	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	4.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			72.126	
Case 2	1.3		1.3		33.240	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.738	
Case 4	1.3	2.6	1.3		65.949	
Case 5	1.2		1.2	1.2	36.218	
적 용					**72.126**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 72126474.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 72126474.2 = 0 에서

As(req) = 1254.763 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0070

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1254.763

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1673.017

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1689.864

∴ As = 1689.864 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

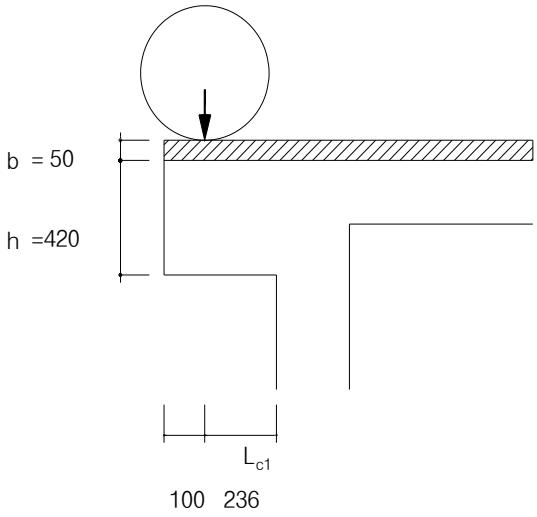
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 72.126 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_S = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_C = 0.1 + 0.236 = 0.336 m

Wd = 0.470 x 25 = 11.750 kN/m^2

MD = Wd × L_C^2 / 2 = 0.663 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{C1}) = 0.054 ≤ 0.300 ∴ i = 0.054

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.236 + 0.98 = 1.063 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 27.718 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 60.455 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 60455241.5 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 420.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 228.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (228.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0325

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 77520 As - 60455241.5 = 0 에서

As(req) = 804.612 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0035

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 804.612

② As(min) = 798.000 ∴ As = 804.612 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1072.816

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

∑ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

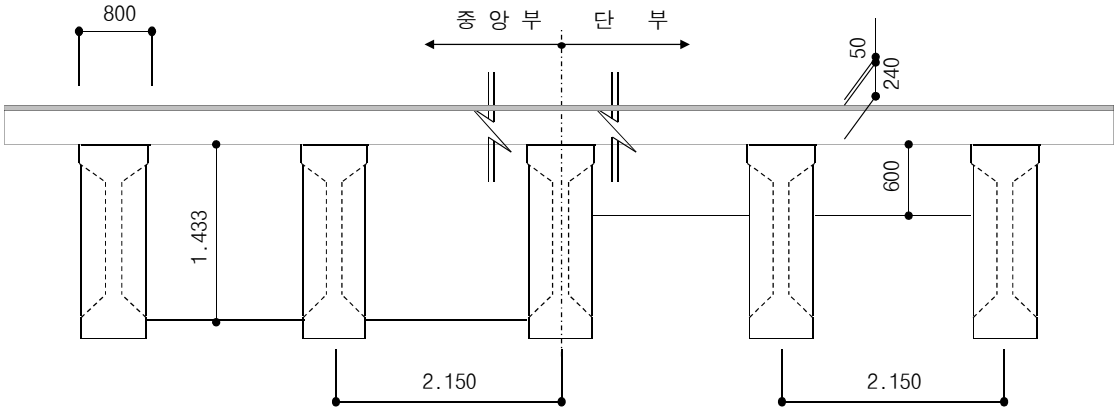
(4) 설계휨강도

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 95.852 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ ϕ_f · Mn = 95.852 kN · m > Mu = 60.455 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

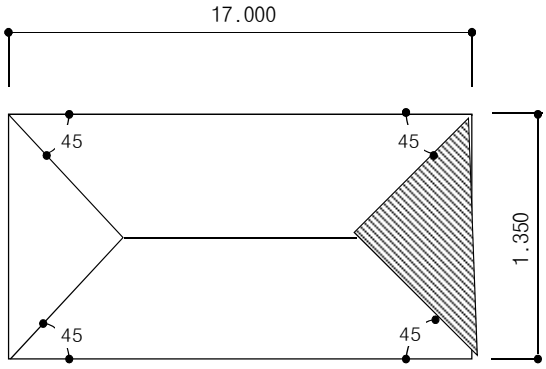
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.150 m

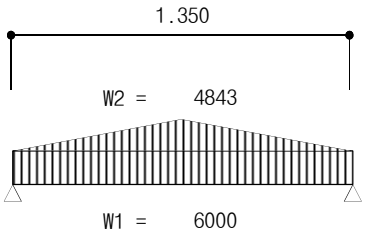
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 ° 가로보 사지간 1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (90.0) = 0.400 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (90.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 6000 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.675 × 2500 + 0.050 × 0.675 × 2350) × 10 = 4843 N/m

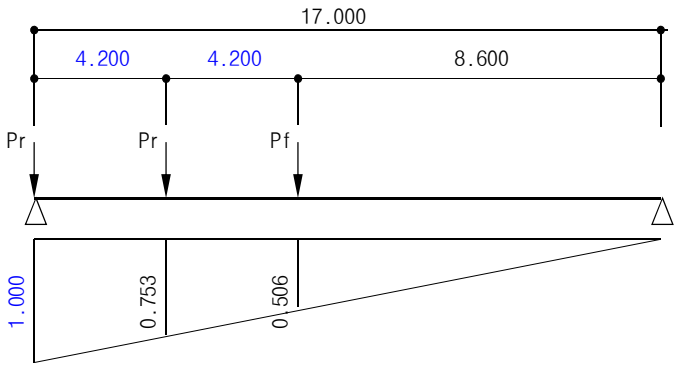
작용 단면력

Rad = 6000 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 4843 × 1/2) × 1/2 = 5685 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{6000 \times 1.350^2}{8} + \frac{4843 \times 1.350^2}{12} = 2102 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



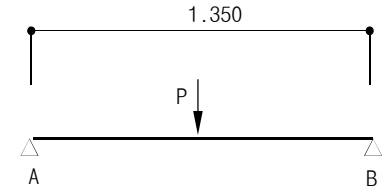
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.000} = 0.263 < 0.3$$

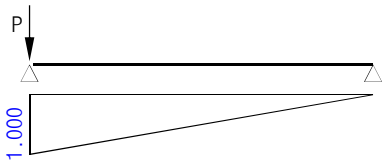
$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.753\ ) + 24.0 \times 0.506\ )\} \times 1.263 = 227.903\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{227.903 \times 1.350}{4}$$

$$= 76.917 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 227.903 \times 1.000 = 227.903 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	2.102	76.917
Vu	kN	5.685	227.903

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 2.102 + 2.150 \times 76.917 = 168.105 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 5.685 + 2.150 \times 227.903 = 497.382 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

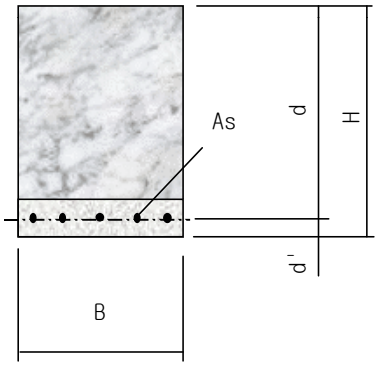
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 168.105 kN·m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm　　d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85



[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1520.1 × 300 = 456030

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 49.676 mm , c = 49.676 / β1

= 49.676 / 0.85 = 42.225 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (770 - 42.225) / 42.225

= 0.0517

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.03268 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -4.167 As² + 196350 As

= 168105000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 872.3 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 1,333.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,163.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 385.00 mm > c = a/0.85 = 58.44 mm

Max. a = 0.85 ×c = 327.25 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.68 mm

jd = d - a/2 = 745.16 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 288.844 kN·m > Mu = 168.105 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 0.770 = 1.753 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

Φ · Vn = Φ · 2 · (√ fck/3) · bo · d

= 0.8 × 2 × (√27 / 3) × 400 × 770 × 10^{-3}

= 853.555 kN > Su = 497.382 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

Φ · Vc = Φ · √fck / 6 · bo · d

= 0.8 × √27 / 6 × 400 × 770 × 10^{-3}

= 213.389 kN < Su = 497.382 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 1.753}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 1.753}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

Φ · Vn = Φ · Vc + Φ · Vs

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ Φ · Vn = 853.555 > Vu = 497.382 kN **O.K.**

4.4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

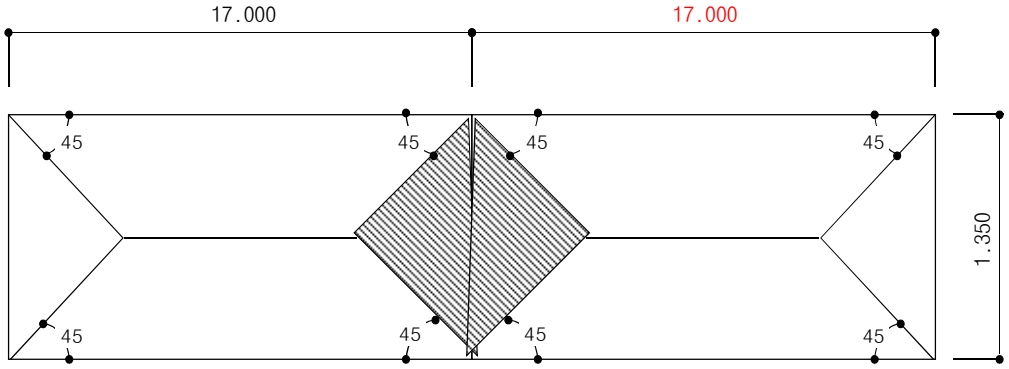
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 °　　가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

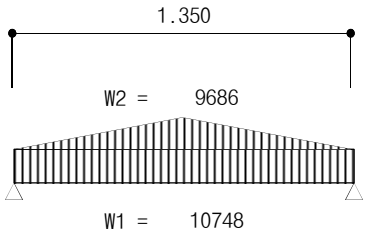
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (90.0) = 0.300 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10748 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



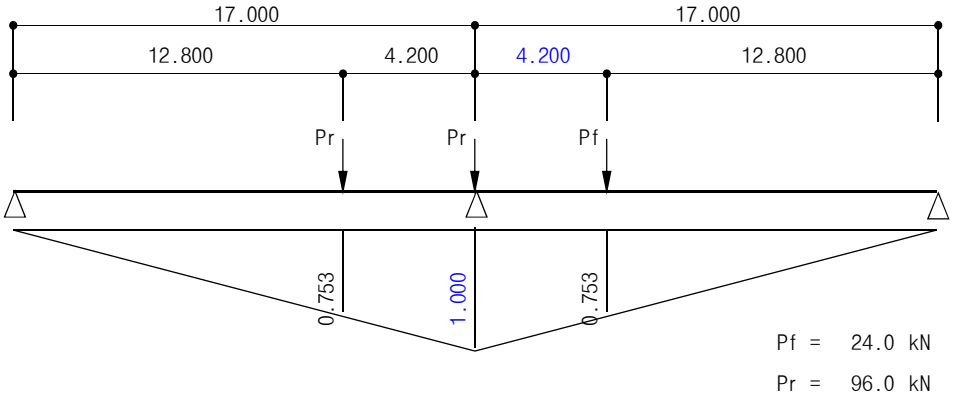
작용 단면력

Rad = 10748 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 10524 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10748 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 3920 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

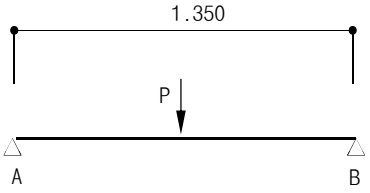
ⓐ DB-24 하중



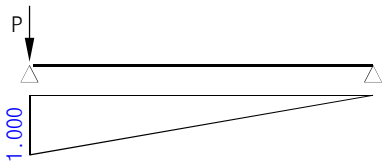
$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 17.000} = 0.263 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.753) + 24.0 \times 0.753 \} \times 1.263 = 235.402 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$Ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.402 \times 1.350}{4} = 79.448 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 235.402 \times 1.000 = 235.402 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

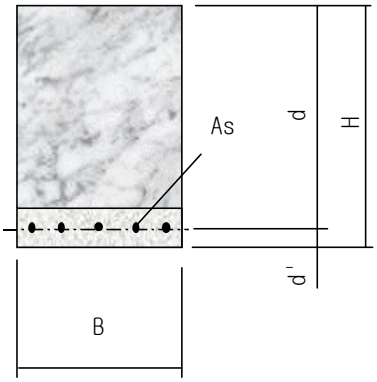
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	3.920	79.448
Vu	kN	10.524	235.402

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\, m_d + 2.15\, m_l = 1.300 \times 3.920 + 2.150 \times 79.448 = 175.909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3\, S_d + 2.15\, S_l = 1.300 \times 10.524 + 2.150 \times 235.402 = 519.796 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck =	27	MPa	fy =	300	MPa
Mu =	175.909	kN·m			
b =	300.0	mm	h =	1673.0	mm
d' =	70.0	mm	d =	1603.0	mm
Ø(Bending) =	0.85				

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 175909000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 432.9 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 577.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1013.4 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 175.909 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 1.603 = 0.842 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 519.796 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 519.796 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 519.796 kN **O.K.**

4.4.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

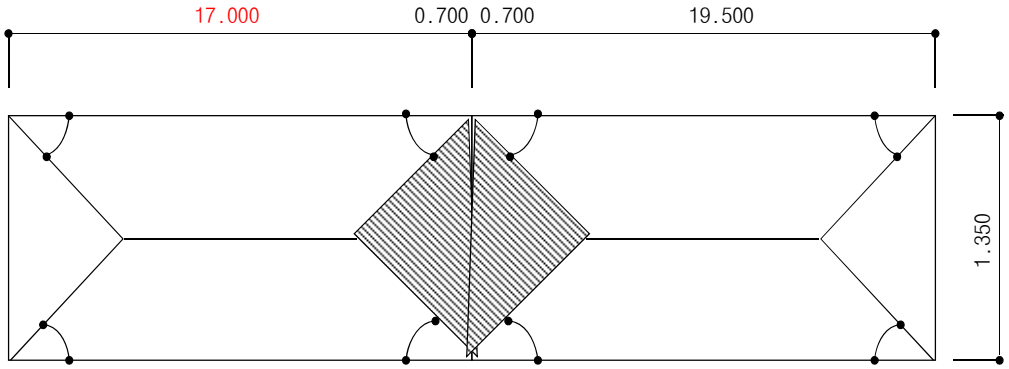
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.150 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.150 − 0.800 = 1.350 m

교량사각 : 90.0 °　　가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN(90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중

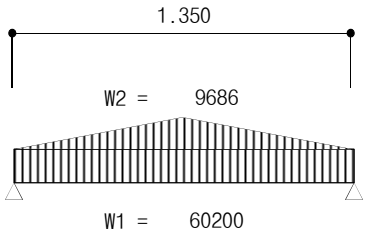


빔　　폭: 1.400 × SIN (90.0) = 1.400 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 50155 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



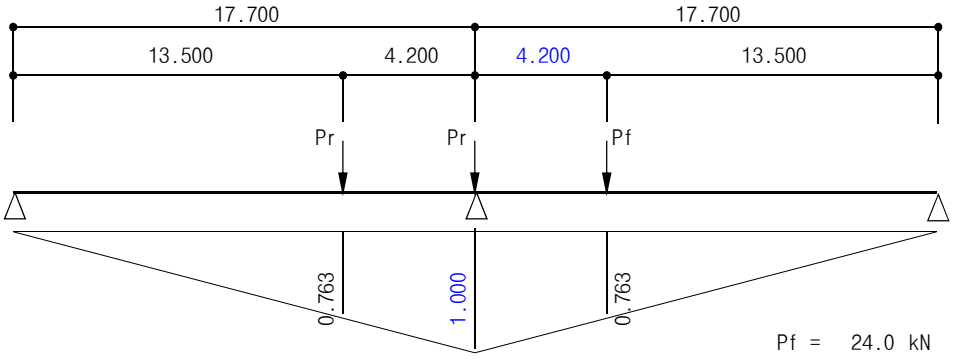
작용 단면력

Rad = 60200 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 43904 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60200 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 15185 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



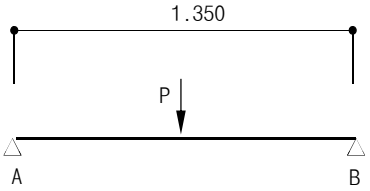
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.700} = 0.260 \quad < 0.3$$

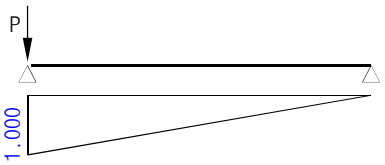
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.763) + 24.0 \times 0.763 \} \times 1.260 = 236.319 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{236.319 \times 1.350}{4}$$

$$= 79.758 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 236.319 \times 1.000 = 236.319 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	15.185	79.758
Vu	kN	43.904	236.319

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\, m_d + 2.15\, m_l = 1.300 \times 15.185 + 2.150 \times 79.758 = 191.220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3\, S_d + 2.15\, S_l = 1.300 \times 43.904 + 2.150 \times 236.319 = 565.161 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 191.220 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.00934 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -1.190 As^2 + 408765 As

= 191220000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 468.4 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 9,717.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 624.6 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ **O.K.**

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 **O.K.**

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 191.220 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.350 ÷ 1.603 = 0.842 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 565.161 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 565.161 kN **O.K.**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

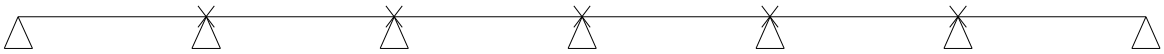
∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 565.161 kN **O.K.**

4.6 3경간 연속부 검토

1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 흡수
2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간
본 계산에서는 2차 고정하중 및 활하중에 의해 발생하는 부모멘트에 대하여 설계한다.

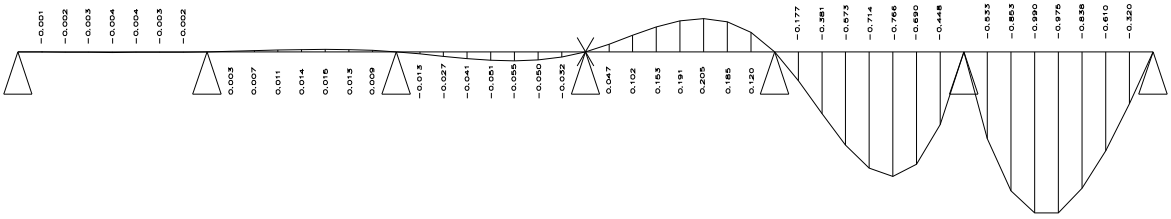
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (35.000m + 5 @ 40.000m = 235.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)
- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 40.000)$$
$$= 0.188 \leq 0.3$$

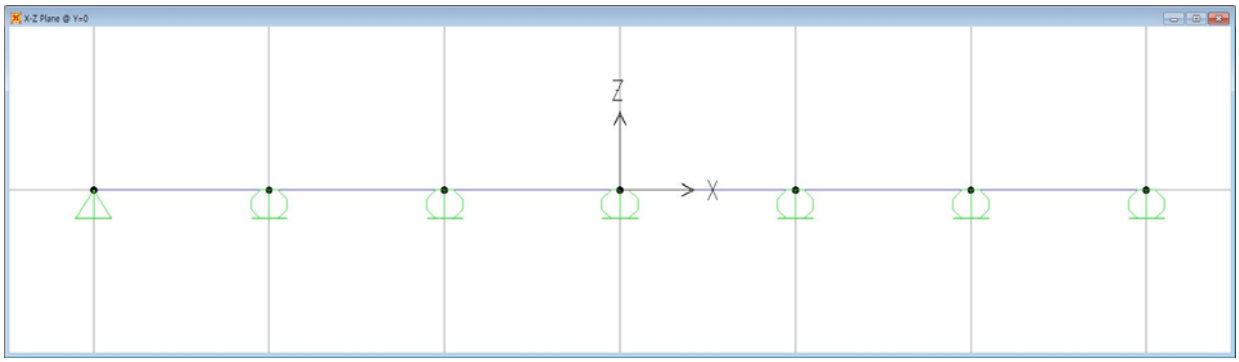
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.394	1	25.000	9.850	
방음벽기초	0.501	1	25.000	12.525	
포 장	0.405	1	23.500	9.518	
방음판		0		0.000	
합 계				31.893	

$$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$$
$$= (-0.001 + 0.002 + -0.0027 + 0.0043 + 0.0030 + 0.0092) \times 0.1 \times 31.893 \times 1600.000$$
$$= 66.812 \ kN \cdot m$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

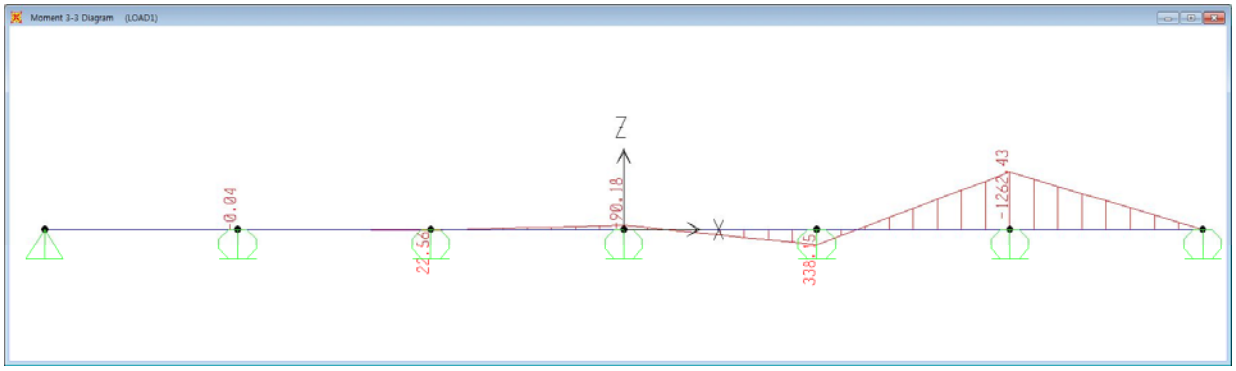
1) 모델링



2) 단면성질

중앙부 합성단면	A(m^2)	I(m^4)
S1	1.3664	0.7877
S2~S6	1.3712	0.7927

3) 지점침하 하중(가정침하량 10mm)



∴ Md_max = 1262.430 × 4 ea = 5049.720 kN · m

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.188 × 2 차선 = 456.192 kN

② Pf = 48.0 × 1.188 × 2 차선 = 114.048 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.003 + {(0.003675 − 0.003) / 5.000 } × -0.80 = 0.003

Pr = 0.0037

Pr = 0.004 + {(0.0037 − 0.004) / 5.000 } × -0.80 = 0.004

ML = { 456.192 × (0.0037 + 0.004)} × 0.1 × 40.000 +
(114.048 × 0.003) × 0.1 × 40.000

= 16.134 kN · m

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

ML = 16.134 × 1.000 = 16.13 kN · m

2) DL 24

① W = 12.7 × 1.188 × 2 차선 = 30.163 kN

② Pm = 108 × 1.188 × 2 차선 = 256.500 kN

ML = { 30.163 × (-0.001 + 0.002 + 0.0043425)} × 0.1 × 1600.000 +
{ 256.500 × (0.004 + 0.000)} × 0.1 × 40.000

= 33.013 kN · m

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

ML = 33.013 × 1.000 = 33.01 kN · m

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (☞ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φs, t' = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\Phi s(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h}$

$= 1.457$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

= (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

$= \{ 2 \times 9170 \times 240) \} / \{ 2 \times 9170 + 240) - 4 \times 800 \} = 282$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} \} = 0.55$

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 282 + 250$

$= 691$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.457 \times 2.84 \times 0 = 2.276$

$\therefore \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 2.276 \times 1$

$= 2.276$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} : 1.464$

여기서, h = (2 × Ac) / u

= (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더갯수)

= (× 9E+05 × 4) / (6456 × 4) = 270

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 2.245

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8$ 48 + 8 = 56

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0. 70)^{18}] \times 270 + 250$

= 673 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.245 ×0.3 = 1.285

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

= 1.285 × 1 = 1.285

2) 건조수축율 (ε_{sh}) (☞ 도.설 4.2.3.4)

① 바닥판의 건조수축 계수 (ts = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc} (9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$

$= [160 + 10 \beta_{sc} (35 / 10))] \times 10^{-6}$

= 0.000435

여기서, β_{sc} = 5 ; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3] : 40\% \le RH \ 99\%$

$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$

= -1.02

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t - t_s)} / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

= 282

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

= 0.000435 ×-1.01 = -0.000443

∴ $\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t- t_s)$

= -0.000443 × 1 = -0.000443

② Beam의 건조수축 계수 (ts = 90일, t = ∞일, RH = 70%)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ f_{cu} / 10\ )\ )\ ] \times 10^{-6}$

$= [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ 48 / 10\ ))\ ] \times 10^{-6}$

$= 0.00037$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55\ [\ 1 - (\ RH / 100\ )^3\ ]$: $40\% \leq RH \leq 99\%$

$= -1.55 \times [\ 1\ \ 70 / 100\ )^3\ ]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(\ t - t_s\ )} / \{\ 0.035h^2 + (\ t - t_s\ )\} = 1$

여기서, $h = 2Ac / u$ = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 270$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$

$\therefore\ \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(\ t - t_s\ )$

$= -0.000377 \times 1$

$= -0.000377$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.276	1.285	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2150 mm (5.4 바닥판 합성단면)

강선도심까지 거리 : 657 mm (5.2 순단면)

거더상연까지 거리 : 868 mm (5.4 바닥판 합성단면)

슬래브중심까지 거리 : 868 + 240 / 2 = 988 mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443

Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : 2150 × 240 = 516000 mm^2

$P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 24422 × 5E+05 = 831716 N

$M_c = P_c \times y_c$ = 831716 × 988 = 821735408 N · mm = 821.735 kN · m

M_c = 1 × 821.735 = 821.735 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 × 1600 × 1185 = 1516800 N

$w = (8 \times P \times e) / \ell^2$

$= (8 \times 4 \times 1516800 \times 657) / 40000^2$

= 19.931 N/mm 19.931 kN/m

따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

∴ Mps = 21 × W × ℓ^2 / 200 = 3348.408 kN · m

* 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\phi})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 3348.408 kN · m

$\phi = \phi_s - \phi_t$ 2.276 - 1.285 = 0.991

$= (2585.6 - 3348.408) \times (1 - e^{-0.916})$ = 479.650 kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	821.735	479.650

(8) 부재력의 합계

$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8$ (단 $\sum Mu \geq 0.9M$) (도로교설계기준 2010 p.4-188)

여기서, $\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$w = R / a$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$\sum Mu$ = 1.3 × 66.8 + 2.15 × 33.0 = 157.8 kN · m

= (1.3 × 66.8 + 2.15 × 33.0) - 2084.779 = -1926.9 kN · m

∴ Mu = 157.8 / 9.170 = 17.2 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 66.8 + 1.3 × 33.0 + 1.3 × 6351.1 = 8386.2 kN · m

= (1.3 × 66.8 + 1.3 × 33.0 + 1.3 × 6351.1) - 2084.779

= 6301.4 kN · m

∴ Mu = 8386.2 / 9.170 = 914.5 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 914.527 kN · m / m

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 914526515.534 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 1673.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 1543.0 (mm) , d' = 130.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 계 수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a/2)

-2.963 As^2 + 524620 As -914526515.534 = 0 에서

As(req) = 1760.726 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0011

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 1760.726

② As(min) = 5400.500 → ∴ As = 2347.64 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2347.635

(3) 사용 철근량

1 단 배근 철근간격: 125 N = 16

① H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

② H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

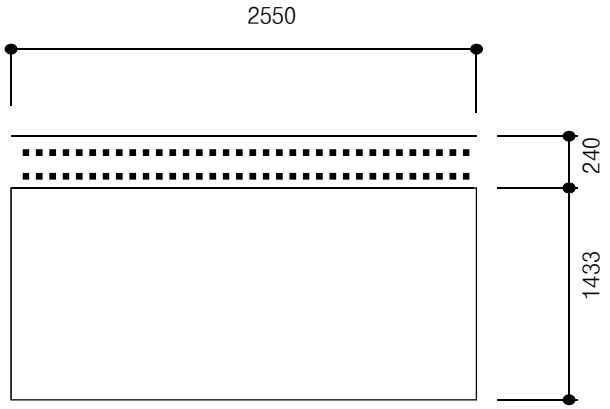
∑ = 6193.600 mm^2 **O.K**

(4) 설계휨강도

ϕf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 3135.625 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ ϕf Mn = 3135.625 kN · m > Mu = 914.527 kN · m **O.K**



4.6.3 주장율 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 2% 이상의 교축 방향 철근 배근
* 주장율 : 0.0045 mm/mm^2 이상 (주장율 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)
* Ac = 1000 × 240 = 240,000 mm^2
* As' = 240000 × 0.02 = 4800.0 mm^2
* 사용 철근량

위 치	직 경	간 격(mm)	면 적(mm^2)	갯 수(EA)	총 면 적(mm^2)
1 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
2 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
			∑	16	6193.600

* As = 6193.600 mm^2 > 4800.0 mm^2 **O.K**
* 철근직경 = 22.20 mm
* 주 장 율 = π×22.20×16/240000 = 0.005 > 0.0045 mm/mm^2 **O.K**

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 10.89 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 1673.00mm d = 1543.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0040

np = 0.03322

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2+2np\}}$

= 0.22666

j = 1 - k / 3 = 0.9244

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 1.232 MPa

As-use : ┌ H 22 @ 125 = 3096.80 철근간격= 125.00mm (2 단 배근)

└ H 22 @ 125 = 3096.80 N = 16

d_c = 60.00mm (슬래브 상면피복) n = 8

R = 1.35 (슬래브)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = z - Hn / 2

= 49 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / Fsmax) -2.5 Cc

= 63788.003 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 51128.402 mm

Sa는 작은 값인 51128.4 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 51128.402 mm) **O.K**

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2003, p.80)

Tmin = L/28 지간 = 1.95m

= 0.070

= 69.64mm < Tuse = 1673.00cm

∴ **처짐 검토 생략**

(3) 피로 검토

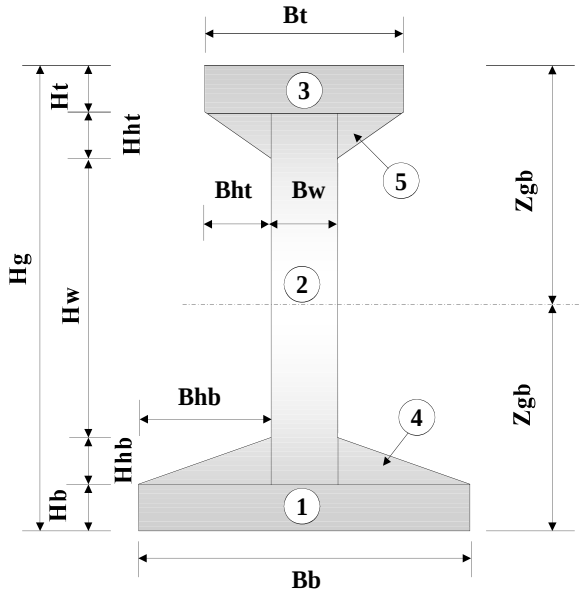
M_L = 3.600 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 0.407 MPa < 150 MPa

O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

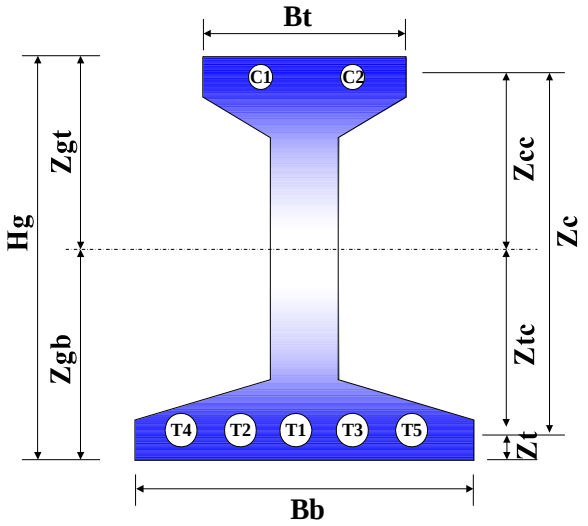


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z^2	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
∑ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zgb^2 0.348084 m^4

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
∑		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
∑		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

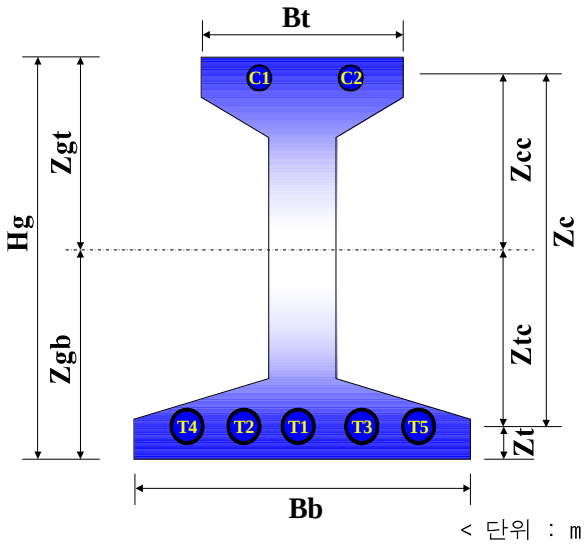
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 : 0.000094 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z^2	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
∑	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.332823 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
∑		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 = 2.513E-07 m^4

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z^2	Io
T1	7	0.00097	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T3	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T4	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
∑		0.00804	0.1431	0.00115	0.00018	1.402E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 2.0611E-05 m^4

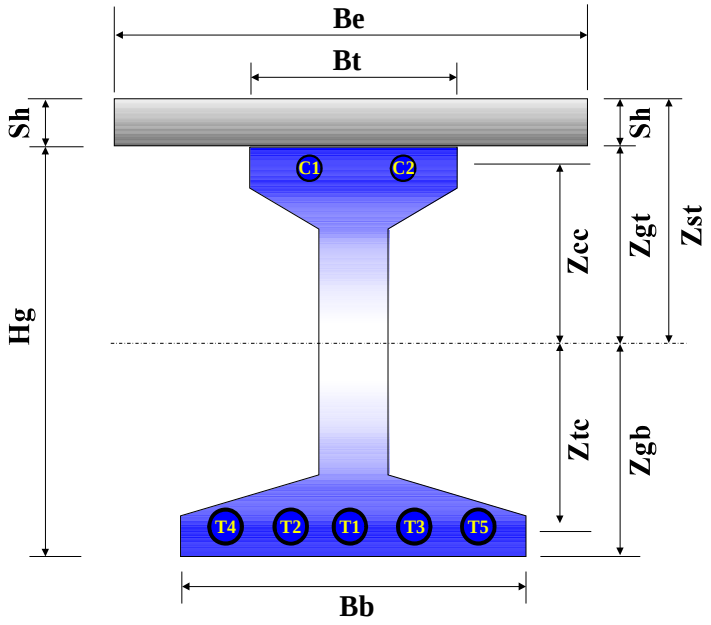
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05208	0.143	0.00745	0.00107	1.334E-04
∑		0.90678	0.745	0.67528	0.53613	0.332958

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.744702 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.055298 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.930298 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.601598 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.366205 m^4

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.375 m

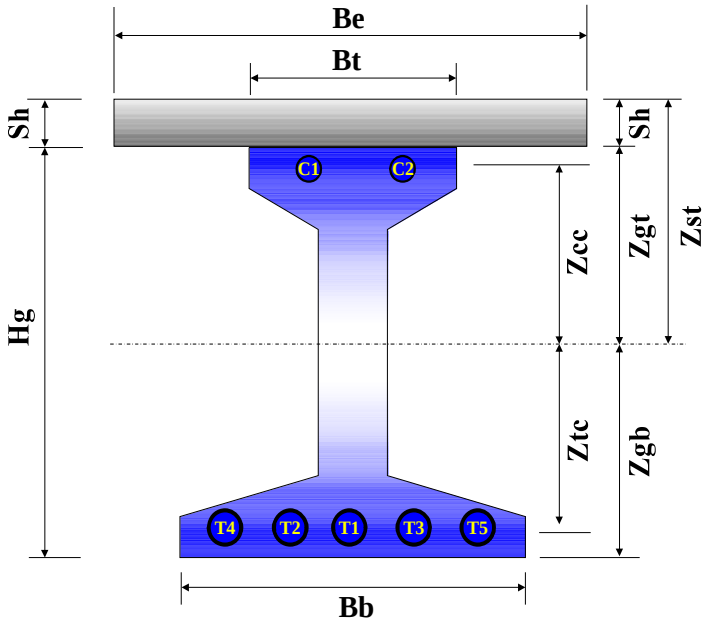
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.625	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.815	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.350	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.350	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.50760	1.920	0.97459	1.87122	0.002436
∑		1.41438	1.166	1.64987	2.37410	0.368642

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.166499 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.633501 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.508501 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.023396 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.873501 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.818166 m^4

5.4.2 G2~G3 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

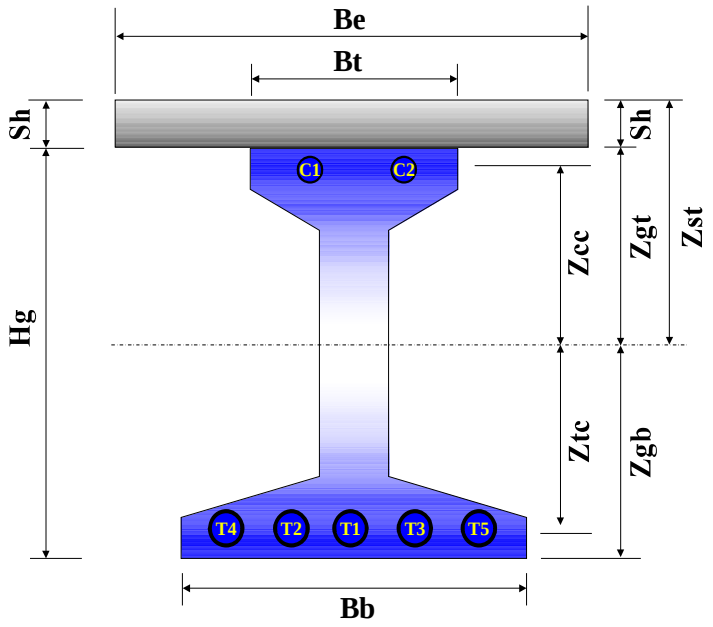
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.150	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.150	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.46440	1.920	0.89165	1.71196	0.002229
∑		1.37118	1.143	1.56693	2.21485	0.368435

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.142760 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.657240 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.532240 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.999656 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.897240 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.792659 m^4

5.4.3 G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.545 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.795	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.985	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.520	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.520	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.54432	1.920	1.04509	2.00658	0.002613
∑		1.45110	1.186	1.72037	2.50946	0.368818

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.185566 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.614434 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.489434 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.042463 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.854434 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.838663 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.41438	0.818166	0.874	0.634	-1.166	0.509	-1.023

5.5.2 G2~G3 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.37118	0.792659	0.897	0.657	-1.143	0.532	-1.000

5.5.3 G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.45110	0.838663	0.854	0.614	-1.186	0.489	-1.042

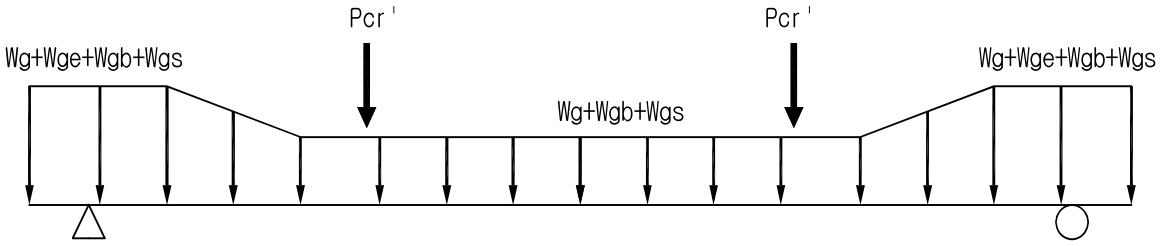
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1	×	25000 × 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA	×	17 EA	=	562	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.350 × 25000 = 14100 N/m

(2) G2~G3 거더 : 0.240 × 2.150 × 25000 = 12900 N/m

(3) G4 거더 : 0.240 × 2.520 × 25000 = 15120 N/m

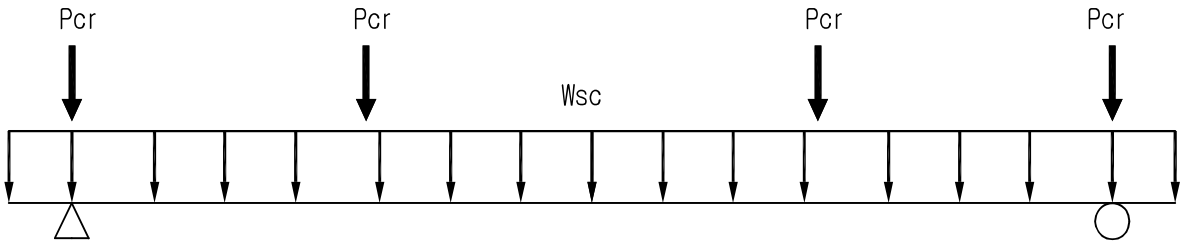
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.08 × 25000 = 11556 N

(2) G2~G3 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.15 × 25000 = 23113 N

(3) G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.08 × 25000 = 11556 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방음벽기초(우) : A × w = 0.618 × 25000 = 15449 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

(4) 기타 하중

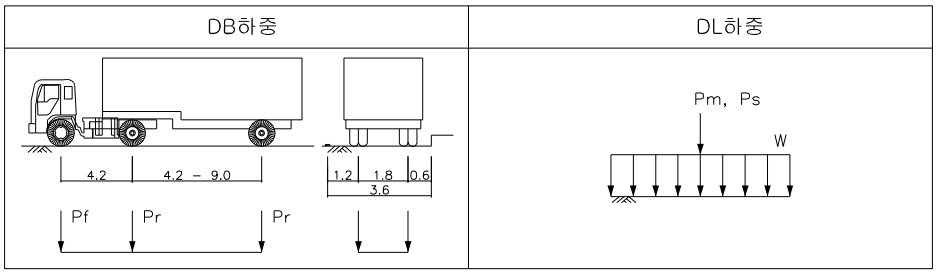
	위치	하중크기
1) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
2) 난간(우)	8.855m	1000N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 2 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.816635	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.022590	0.003911
요소 중심간격(V)	2.150	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 4.585m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 11397.933

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.516$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 135.088

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.152$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 $[B]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

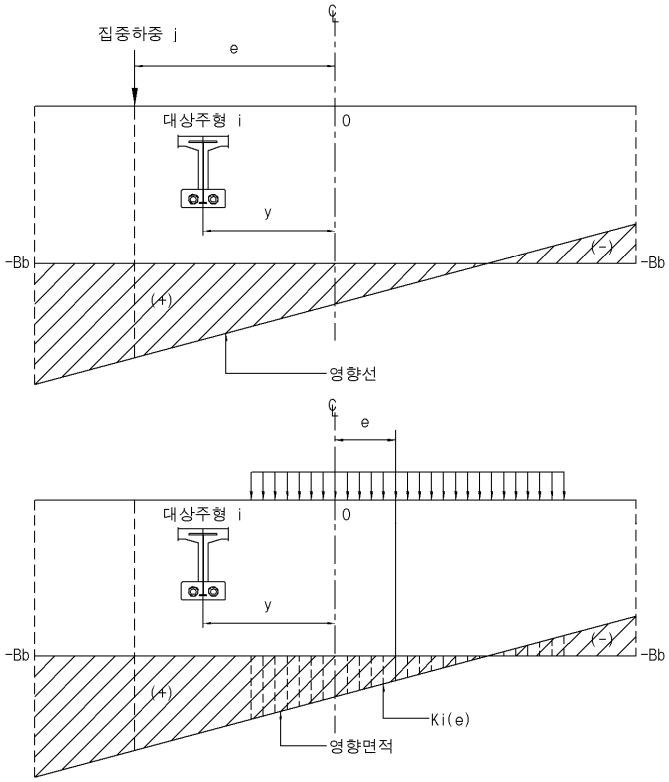
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 $[E]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0)×√(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$$K_{ai} = K_{aij} / N_g$$

분포하중

$$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
-1.00×Bb	-4.585	-0.105	0.065	0.321	0.718	1.000
-0.75×Bb	-3.439	-0.028	0.123	0.325	0.580	1.000
-0.50×Bb	-2.293	0.045	0.179	0.328	0.448	1.000
-0.25×Bb	-1.146	0.123	0.233	0.319	0.325	1.000
0.00×Bb	0.000	0.213	0.282	0.286	0.219	1.000
0.25×Bb	1.146	0.317	0.317	0.237	0.130	1.000
0.50×Bb	2.293	0.437	0.326	0.183	0.053	1.000
0.75×Bb	3.439	0.565	0.323	0.129	-0.016	1.000
1.00×Bb	4.585	0.692	0.318	0.075	-0.085	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
방호벽(좌)	4.400	0.672	0.319	0.084	-0.074	1.000
방음벽기초(우)	-4.317	-0.086	0.079	0.322	0.685	1.000
콘크리트포장	0.085	1.999	2.078	2.067	1.956	8.100
난간(좌)	4.440	0.676	0.318	0.082	-0.076	1.000
난간(우)	-4.270	-0.083	0.082	0.322	0.679	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
DB1	2.635	0.953	0.647	0.334	0.067	2.000
DB2	-0.365	0.374	0.529	0.585	0.512	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (∑)
DL1	2.635	0.475	0.326	0.167	0.032	1.000
DL2	-0.365	0.183	0.268	0.299	0.251	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	합계
DB1	0.953	0.647	0.334	0.067	2.000
DB2	0.374	0.529	0.585	0.512	2.000
DB12	1.327	1.175	0.919	0.579	4.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	합계
DL1	0.475	0.326	0.167	0.032	1.000
DL2	0.183	0.268	0.299	0.251	1.000
DL12	0.658	0.594	0.466	0.282	2.000

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN·m)

구 분	G1	G2~G3	G4	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2792.0	2676.7	2985.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1427.6	1842.0	2069.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3017.0	2339.8	3011.6		
DL 활하중	2817.1	2160.1	2812.4		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3017.0	2339.8	3011.6		
합 계	11576.7	11198.6	12406.8		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G3	G4	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	280.7	263.1	300.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	153.0	178.6	231.0	바닥판 합성단면	
DB 활하중	371.1	347.8	365.6		
DL 활하중	346.2	306.8	341.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	371.1	347.8	365.6		
합 계	1280.7	1265.3	1373.0		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후	150.295	160.660	178.984	244.321	
ADD	942.126	945.886	964.210	1056.501	
DB1	259.886	191.767	116.845	38.789	
DB2	120.163	160.613	173.815	154.910	
DB12	380.030	352.398	290.660	193.699	
DL1	250.270	168.349	106.276	39.632	
DL2	116.859	142.268	153.823	150.038	
DL12	367.126	310.610	260.063	189.660	
ENV	380.030	352.398	290.660	193.699	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1322.156	1298.284	1254.870	1250.200	

8.3.2 종점측(단위:kN,좌측현재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후	150.295	160.660	178.984	244.321	
ADD	942.126	945.886	964.210	1056.501	
DB1	259.885	191.758	116.840	38.789	
DB2	120.163	160.606	173.807	154.909	
DB12	380.029	352.383	290.649	193.699	
DL1	250.268	168.348	106.275	39.632	
DL2	116.858	142.267	153.822	150.038	
DL12	367.124	310.608	260.061	189.659	
ENV	380.029	352.383	290.649	193.699	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1322.155	1298.269	1254.859	1250.200	

8.3.3 시점측(단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	비 고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후	150.295	160.660	178.984	244.321	
ADD	942.126	945.886	964.210	1056.501	
DB1	39.958	117.651	191.468	257.261	
DB2	158.895	174.904	159.321	116.559	
DB12	198.853	292.556	350.789	373.821	
DL1	41.027	106.897	167.716	247.763	
DL2	153.775	154.885	141.068	113.438	
DL12	194.813	261.819	308.791	361.203	
ENV	198.853	292.556	350.789	373.821	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1140.979	1238.441	1314.999	1430.322	

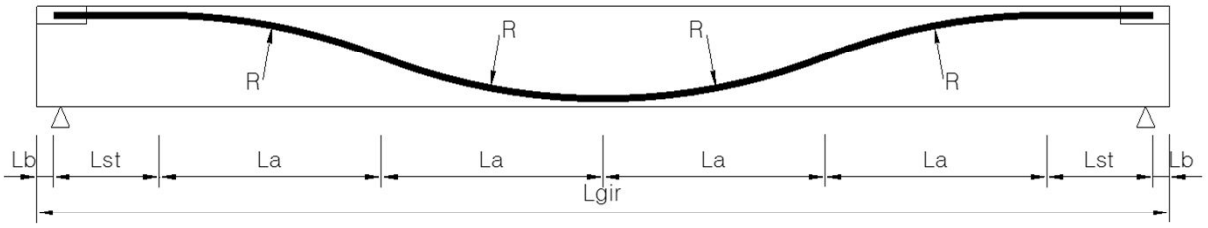
8.3.4 종점측(단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G하2	G3	G4	비 고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후	150.295	160.660	178.984	244.321	
ADD	942.126	945.886	964.210	1056.501	
DB1	39.958	117.647	191.460	257.261	
DB2	158.895	174.897	159.314	116.559	
DB12	198.853	292.544	350.774	373.820	
DL1	41.027	106.897	167.714	247.761	
DL2	153.774	154.884	141.067	113.438	
DL12	194.812	261.817	308.788	361.201	
ENV	198.853	292.544	350.774	373.820	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1140.979	1238.429	1314.984	1430.321	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

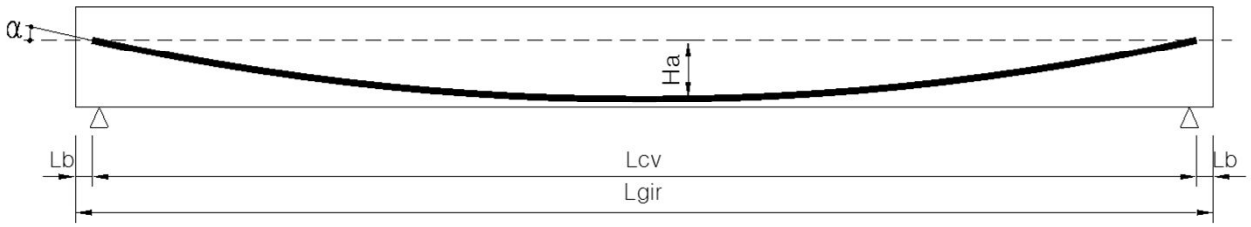
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 191969 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 173863 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

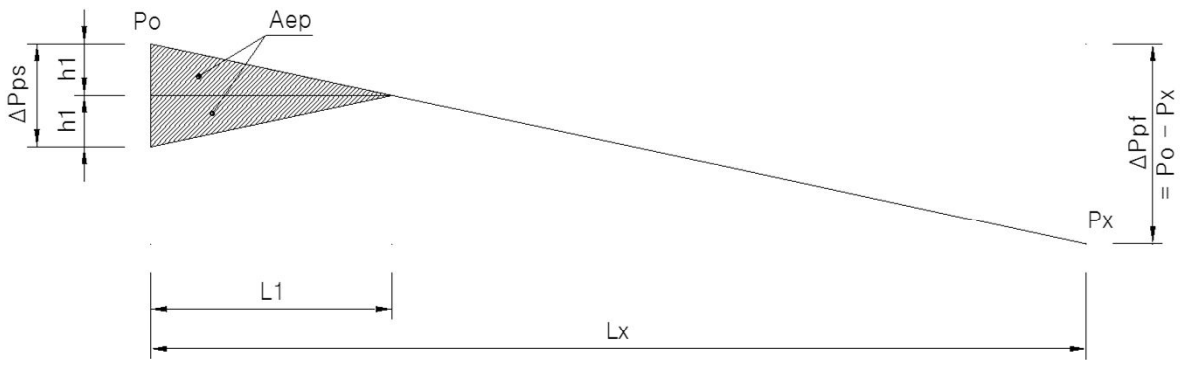
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = Po - Px = Po · [1 - $e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$]

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	406035
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	366623
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	326695
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep/p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 − Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
C2	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
T1	19.636	9776	1165080	10.917	213450	0
T2	19.610	20706	2829480	11.690	484095	0
T3	19.579	18726	2829480	12.292	460363	0
T4	19.566	16697	2829480	13.018	434719	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $f_{cir} = \varepsilon_c \cdot E_{ci}$, $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_p$

▶ $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt} = (E_{pt}/E_{ci}) \cdot f_{cir} = n \cdot f_{cir}$

$f_{cir} = \Sigma f_{psi} + f_{sw} / N$

$(E_{pt} / E_{ci}) = n$

$f_{sw} = M_{sw} \cdot e / I_{net}$

Σf_{psi} =
①강선 경우 : $f_{ps2} + f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
②강선 경우 : $f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
③강선 경우 : $f_{ps4} \cdots f_{psN}$
…
ⓝ강선 경우 : 0

$f_{psi} = P_r / A_{net} + P_r \cdot e^2 / I_{net}$

- 긴장회수(N) = 3 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : A_{net} = 0.83842 m^2 , I_{net} = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3400000	-406035	0	2993965	-0.639012	4
T3	3400000	-366623	0	3033377	-0.639012	1
T4	3400000	-326695	0	3073305	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.340	14.680	-2.778	11.903	81.892	193.092
T4	7.436	7.244	-2.778	4.467	30.730	72.459
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.244	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-45.060
Σ	22.020	21.925	-8.333	13.592	93.512	220.491

Δfpe의 평균치 : 31.171 MPa

ΔPpe의 평균치 : 73.497 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N·m)
C1	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
C2	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
PS강봉 소계(압축)					-1026137	0.91099	-934798
T1	1200000	-191969	0	0	1008031	-0.48901	-492940
T2	3400000	-406035	0	45060	3039025	-0.63901	-1941975
T3	3400000	-366623	0	-193092	2840285	-0.63901	-1814978
T4	3400000	-326695	0	-72459	3000846	-0.63901	-1917578
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					9888187	-0.61966	-6167470

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2792.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1427.60	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3017.00	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2792.00}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.046	-5.678	45.918	-29.694	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1427.60}{0.81817} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fal	MPa	1.372	0.995	1.105	-2.035	5.744	-11.561	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3017 + 0}{0.81817} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fll	MPa	2.899	2.102	2.336	-4.301	12.139	-24.431	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4144} + n \cdot \frac{299.7}{0.8182} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fsh	MPa	0.102	0.023	0.025	-0.634	-0.135	3.767	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.37 = 143.944$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.59 + -1.79 = -6.37$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2792}{0.36621} \quad -0.602 = -4.587 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1428}{0.81817} \quad -1.023 = -1.786 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -143.944 \times 0.008 = -1157.975$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1157.975}{1.4144} + n \cdot \frac{1185.066}{0.8182} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fcr	MPa	0.402	0.089	0.099	-2.508	-0.532	14.897	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$

$= (\ 408.17\ + 45.92 + 5.74\ ) \times 0.03 = 13.795$ Mpa

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.795 \times 0.0025 = -34.681$ kN

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.681}{1.4144} + n \cdot \frac{-17.635}{0.8182} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
frgb	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.230	-0.016	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	143.944	12.142
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	143.944	12.018
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	143.944	23.288
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	143.944	19.357
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
∑	0.008045	663.965	-93.512	145.600	575.777	66.805
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	143.944	16.701

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.701 \times 0.0080 = -134.35$ kN

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.35}{1.4144} + n \cdot \frac{137.50}{0.8182} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
frgs	MPa	0.047	0.010	0.011	-0.291	-0.062	1.728	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6621E+11 / 27804.0636 \times 2436480000 = 166.988$

$B = 1 + m = 1 + 166.988 = 167.988$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 166.988 \times 0.12 = -18.983$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 166.988 \times 0.005 + 166.988 \times 0.014$

$= 4.724$

$P = (1383.68 + 1161.86543) / 2 \times (138.7 \times 58)$

$= 10238947$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1391083.778$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -164939.309$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 91400.598$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10328.605$ N.m

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.642$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.839$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.240$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.787$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.149$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.212$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.409$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.116$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.642	2.839	-6.240	1.787	-5.501	1.443	
fsh2	MPa	-0.149	-0.212	0.409	-0.116	0.360	-0.094	
f2	MPa	2.494	2.627	-5.831	1.670	-5.141	1.349	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G3거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2676.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1842.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2339.80	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2676.70}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			7.713	-5.443	44.022	-28.468	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1842.00}{0.79266} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fal	MPa	1.877	1.375	1.527	-2.656	8.007	-15.039	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2339.8 + 0}{0.79266} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fll	MPa	2.384	1.746	1.940	-3.373	10.171	-19.104	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.3712} + n \cdot \frac{299.7}{0.7927} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fsh	MPa	0.113	0.031	0.035	-0.646	-0.080	3.829	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.78 = 141.123$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.40 + -2.38 = -6.78$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2677}{0.36621} \quad -0.602 = -4.397 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1842}{0.79266} \quad -1.023 = -2.378 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -141.123 \times 0.008 = -1135.277$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1135.277}{1.3712} + n \cdot \frac{1161.837}{0.7927} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fcr	MPa	0.438	0.122	0.135	-2.503	-0.310	14.846	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$

$= (\ 408.17\ + 44.02\ + 8.01\ ) \times 0.03 = 13.806$ Mpa

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.806 \times 0.0025 = -34.708$ kN

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.708}{1.3712} + n \cdot \frac{-17.649}{0.7927} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
frgb	MPa	-0.041	-0.036	-0.040	0.000	-0.241	-0.020	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	141.123	12.283
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	141.123	12.159
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	141.123	23.429
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	141.123	19.498
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
∑	0.008045	663.965	-93.512	145.600	564.491	67.369
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	141.123	16.842

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.842 \times 0.0080 = -135.49$ kN

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-135.49}{1.3712} + n \cdot \frac{138.66}{0.7927} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
frgs	MPa	0.052	0.015	0.016	-0.299	-0.037	1.772	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00261274 = 155.723$

$B = 1 + m = 1 + 155.723 = 156.723$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 155.723 \times 0.12 = -17.632\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 155.723 \times 0.005 + 155.723 \times 0.014$

$= 4.507$

$P = (1383.68 + 1164.88284) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10251084\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$
$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C\ ep3 \}$
$+ Md1 \times (C - B\ Y_1')]$
$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B\ Y_1')$
$= -1378000.185\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$
$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F\ ep3 \}$
$+ Md1 \times (F - C\ Y_1')]$
$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C\ Y_1')$
$= -162718.585\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$
$= 93380.232\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$
$= 10505.352\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.410$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.653$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.179$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.768$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.204$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.417$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.410	2.653	-6.179	1.768	-5.447	1.429	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.119	0.368	-0.096	
f2	MPa	2.271	2.449	-5.762	1.650	-5.079	1.333	

10.3 G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2985.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2069.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3011.60	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2985.80}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.604	-6.072	49.106	-31.755	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2069.30}{0.83866} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fal	MPa	1.897	1.364	1.516	-2.925	7.818	-16.652	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3011.6 + 0}{0.83866} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fll	MPa	2.761	1.986	2.206	-4.257	11.378	-24.235	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4511} + n \cdot \frac{299.7}{0.8387} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fsh	MPa	0.093	0.016	0.018	-0.625	-0.174	3.718	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 7.43 = 136.540$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.91 + -2.53 = -7.43$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2986}{0.36621} \quad -0.602 = -4.905 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2069}{0.83866} \quad -1.023 = -2.525 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -136.540 \times 0.008 = -1098.409$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1098.409}{1.4511} + n \cdot \frac{1124.107}{0.8387} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fcr	MPa	0.349	0.060	0.067	-2.346	-0.653	13.946	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ + 49.11\ + 7.82\ ) \times 0.03 = 13.953\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.953 \times 0.0025 = -35.077\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.077}{1.4511} + n \cdot \frac{-17.837}{0.8387} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
frgb	MPa	-0.038	-0.034	-0.037	0.001	-0.224	-0.013	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	136.540	12.512
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	136.540	12.388
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	136.540	23.658
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	136.540	19.727
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
∑	0.008045	663.965	-93.512	145.600	546.160	68.286
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	136.540	17.071

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -17.071 \times 0.0080 = -137.33\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-137.33}{1.4511} + n \cdot \frac{140.55}{0.8387} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
frgs	MPa	0.044	0.007	0.008	-0.293	-0.082	1.744	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00261274 = 155.723$

$B = 1 + m = 1 + 155.723 = 156.723$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 155.723 \times 0.12 = -17.632 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 155.723 \times 0.005 + 155.723 \times 0.014$

$= 4.507$

$P = (1383.68 + 1169.78386) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10270798 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$
$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C \ ep3 \}$
$+ Md1 \times (C - B \ Y_1')]$
$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B \ Y_1')$

$= -1490060.180 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$
$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F \ ep3 \}$
$+ Md1 \times (F - C \ Y_1')]$
$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C \ Y_1')$

$= -176848.966 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s \ E_{c1} \ I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93380.232 \ N$

$M_s = \varepsilon_s \ E_{c1} \ I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10505.352 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.648$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.827$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.684$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.914$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.204$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.417$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.648	2.827	-6.684	1.914	-5.892	1.546	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.119	0.368	-0.096	
f2	MPa	2.508	2.624	-6.267	1.795	-5.525	1.450	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.840**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	8.046	-5.678	45.918	-29.694	
4	fal	1.372	0.995	1.105	-2.035	5.744	-11.561	
5	fll	2.899	2.102	2.336	-4.301	12.139	-24.431	
6	fsh	0.102	0.023	0.025	-0.634	-0.135	3.767	
7	fcr	0.402	0.089	0.099	-2.508	-0.532	14.897	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.230	-0.016	
9	frgs	0.047	0.010	0.011	-0.291	-0.062	1.728	
10	f2	2.494	2.627	-5.831	1.670	-5.141	1.349	
계		7.276	5.812	7.725	3.133	465.872	-1273.131	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	±0.0000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-

11.2 G2~G3거더 응력산출

1) G2~G3거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.842**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	7.713	-5.443	44.022	-28.468	
4	fal	1.877	1.375	1.527	-2.656	8.007	-15.039	
5	fll	2.384	1.746	1.940	-3.373	10.171	-19.104	
6	fsh	0.113	0.031	0.035	-0.646	-0.080	3.829	
7	fcr	0.438	0.122	0.135	-2.503	-0.310	14.846	
8	frgb	-0.041	-0.036	-0.040	0.000	-0.241	-0.020	
9	frgs	0.052	0.015	0.016	-0.299	-0.037	1.772	
10	f2	2.271	2.449	-5.762	1.650	-5.079	1.333	
계		7.094	5.702	7.537	3.641	464.623	-1270.021	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-

11.3 G4거더 응력산출

1) G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.845**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	8.604	-6.072	49.106	-31.755	
4	fal	1.897	1.364	1.516	-2.925	7.818	-16.652	
5	fll	2.761	1.986	2.206	-4.257	11.378	-24.235	
6	fsh	0.093	0.016	0.018	-0.625	-0.174	3.718	
7	fcr	0.349	0.060	0.067	-2.346	-0.653	13.946	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.037	0.001	-0.224	-0.013	
9	frgs	0.044	0.007	0.008	-0.293	-0.082	1.744	
10	f2	2.508	2.624	-6.267	1.795	-5.525	1.450	
계		7.615	6.024	8.087	2.188	469.813	-1280.968	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN·m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2792.00	30891	0.3662	39.10
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8182	10.94
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8182	5.88
활하중	3017.00	30891	0.8182	18.91

(2) G2~G3 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN·m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2676.70	30891	0.3662	37.49
합성후 고정하중	1842.00	30891	0.7927	12.54
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8182	5.88
활하중	2339.80	30891	0.8182	14.67

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_\circ = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_\circ = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 39.10 + 10.94 + -103.57)

= 15.10 mm

(4) G2~G3 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 37.49 + 12.54 + -103.57)

= 15.08 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G3 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-42.57	-42.57	δ_{do}+ δ_{ps}
바닥판 타설 전	-76.79	-76.79	
바닥판 타설 후	-37.69	-39.30	δ_{do}+ δ_{ps}+ δ_{d1}+ $\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-5.77	-5.80	δ_{do}+ δ_{d1}+ δ_{d2}+ δ_{pe}+ $\delta_{\Phi 1}$+ $\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	18.91	14.67	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 18.91 < δa = 48.75 ———————————— **O.K**

(2) G2~G3 거더

δv = 14.67 < δa = 48.75 ———————————— **O.K**

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 17614160.0 N·m

2) 단면 제원

b = 2150.0 mm (압축 플랜지의 폭)

dp = 1896.9 mm

Ap1 = 0.0080446 m^2 = 8044.6 mm^2 (강연선 총면적)

Ap2 = 0.002514 m^2 = 2514 mm^2 (강봉 총면적)

Fck = 27 MPa (슬래브 콘크리트 강도)

Fck = 40 MPa (빔 콘크리트 강도)

Fput = 1900 MPa (극한인장강도)

Fpyt = 1600 MPa (항복강도)

Fpuc = 1050 MPa (극한인장강도)

Fpyc = 950 MPa (항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001973

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1813.8 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 295.7 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 295.7 mm ---------- **플랜지단면**

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.133

qp (=0.133) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- **O.K**

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ·Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 30249.31 kN·m

Φ·Mn (=30249.313) > Mu (=17614.16) ---------- **O.K**

8) 균열 모멘트 검토

1.2·Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18362.377 kN·m

fpe = 22.566 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2·Mcr (=-18362.377 < Φ·Mn (=30249.313) ---------- **O.K**

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G4 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	475.80	3.92
합성전	280.73	1.43
합성후	153.04	5.24
활하중	371.08	25.09

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1980.3 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6867.6 kN·m

fpe = 22.566 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 62.61 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1361.72 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 150193.94 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 150193.94 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 8584166 N = 8584.17 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8584.2 kN

3) øVc = 0.80 × 8584.2 = 6867.3 kN

1/2 øVc = 3,433.666 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G4 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	454.52	251.92
합성전	272.97	150.84
합성후	148.52	88.17
활하중	363.72	196.37

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1920.8 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6867.6 kN·m

fpe = 22.566 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 732.91 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1329.94 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 13007.46 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 13007.46 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3625.3 kN

3) øVc = 0.80 × 3625.3 = 2900.2 kN

1/2 øVc = 1,450.121 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- **O.K**

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = **D13** × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- **O.K**

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G4 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	216.57	1129.90
합성후	115.66	616.53
활하중	311.03	1390.30

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1534.8 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6867.6 kN·m

fpe = 22.566 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 5259.50 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1100.61 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1862.15 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1862.15 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1862.2 kN

3) øVc = 0.80 × 1862.2 = 1489.7 kN

1/2 øVc = 744.861 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$Av = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (1534.8 - 1489.7) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= 52.13 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

Avuse = **D13** × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- **O.K**

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.093$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.43 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 623500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.093 \times 623500 = 57985.5$ N

$v_t = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 57985.5 / (2.15 \times 0.80)$

$= 0.067$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.236$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.516 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 748200$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.236 \times 748200 = 176575.2$ N

$v_s = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 176575.2 / (2.15 \times 0.80)$

$= 0.205$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$v_d = 909.6 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.697$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 371.1 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.284 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.697 + 2.15 x 0.284

= 1.517 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.697 + 0.284 + 0.067)

= 1.362 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.067 + 0.205)

= 0.354 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ **전단철근 최대 간격 s =** 0.600 **m**

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.200 **m** ※ **O.K**

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.400 **m** ※ **O.K**

③ 중앙부

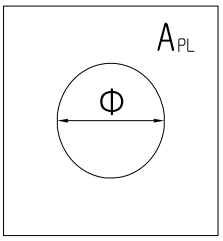
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

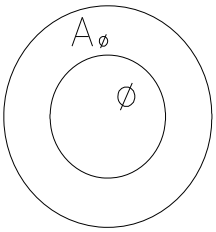
※ **사용 전단철근 간격 s =** 0.400 **m** ※ **O.K**

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,400,000	3,039,025	2,551,846
T3	3,400,000	2,840,285	2,384,965
T4	3,400,000	3,000,846	2,519,787
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T3	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T4	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$f_{ap} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_b'/A_b)} \leq 0.9 \times f_{ck}$

• f_{ck} = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,039,025	0.115	26.4	31.7	O.K
T3	15.2/17연선	2,840,285	0.115	24.7	31.7	O.K
T4	15.2/17연선	3,000,846	0.115	26.1	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 10200000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 10200000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10200000 × sin 0.12467

= 1847067.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1847067.7 / (0.8 × 300.0) = 9235.3 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- **O.K**

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 1847067.700 = 36941.354 N

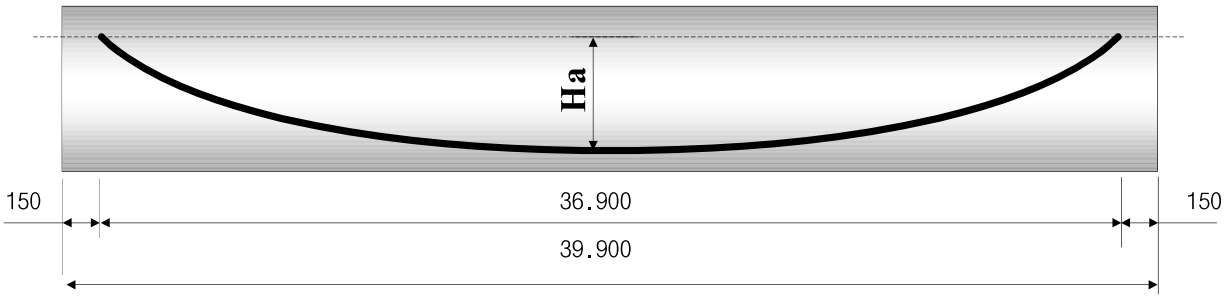
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 36941.354 / 180 = 205.230 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0023579	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0023579	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0023579	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet)×(Lps/2)/(Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
C2	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
T1	4	1200.00	1008.03	39.272	223.283
T2	4	3400.00	3039.03	39.219	267.752
T3	1	3400.00	2840.29	39.157	259.080
T4	2	3400.00	3000.85	39.131	265.567
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 78.000 m

17.1.1 교대1

(1) 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 78.000 = 0.0312 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 78 = 0.008 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 78 = 0.016 m

(4) 신축 여유량

(31 + 7.80 + 15.60) × 20 % + 10.0 = 20.9 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 31.2 + 7.8 + 15.6 + 20.9 = 75.5 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	31.2	7.8	15.6	20.9	75.5	NO.120

* 지진시 여유량을 고려하여 NO-120을 적용함.

상부 구조
(HD BOX)

목 차

1. 설계기준

2. 단면가정

3. 바닥판 설계

3.1 좌측바닥판 설계

3.2 우측바닥판 설계

3.3 중앙부(거더부)

3.4 중앙부(가로보)

3.5 내부지점부 주장율검토

4. 주형설계

4.1 유효폭 계산

4.2 단면가정

4.3 작용하중의 산정

4.4 주형의 단면력 해석

가. MODELING

나. 단면제정수

다. 하중재하

라. 부재력 집계

마. 피로하중 집계

바. 적용 부재력 요약

사. 반력 집계

4.5 뒴비틀림(WARPING TORSION)에 대한 검토

4.6 2차 부정정력에 대한 영향 검토

4.7 단면검토

4.8 단면요약도

5. 이음부의 설계

5.1 현장이음의 설계

5.2 용접부의 검토

6. 보강재 설계

6.1 FLANGE 보강재

6.2 WEB 보강재

6.3 지점부 보강재

6.4 잭업 보강재

7. 가로보 설계

7.1 가로보의 설계

7.2 가로보의 연결

8. 다이아프램 검토

8.1 일반부

8.2 지점부

8.3 지점부 다이아프램의 응력 검토

9. 전단연결재

10. 사용성 검토

10.1 피로 검토

10.2 처짐 검토

11. 솟음(CAMBER)

1. 설 계 조 건

1) 교 량 제 원

(1) 교 량 명 : 오창JCT RAMP-D(HD박스)

(2) 교 량 등 급 : 1 등급 (DB-24 및 DL-24 적용)

(3) 교 량 형 식 : HD박스 거더교

(4) 교 량 연 장 : 40.150 + 40.000 + 60.000 + 40.120 = 180.270 m

(5) 교 량 폭 원 : B = 9.170 m

(6) Girder 제원 : B = 2.400 m H = 1.800 ~ 2.500 m

(7) 사 각(Skew) : 90.600 °

(8) 곡률반경(R) : 좌측 = 160.000 m 중앙 = 160.000 m 우측 = 160.000 m

(9) 설 계 속 도 : 60.000 km/h

(10) 사용재료 및 물리적 특성치

① 강 재

▪ 사 용 재 료

주 부 재	SM520B(상판, 하판, 복부판, 상부종리브, 하부종리브, 수평보강재, 지점부 다이아프램, 지점보강재, 솔플레이트)
부 부 재	SM400B(지점부외 다이아프램, 수직보강재, 횡리브, 세로보, 일반부 가로보,지점부 가로보)
강재 탄성계수 (E_{st})	205,000.000 MPa
강재의 전단탄성계수 (G)	79,000.000 MPa

▪ 허용 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

응력 종류, 판두께(mm) \ 강 종		SS 400 SM 400 SMA400	SM 490	SM490Y SM 520 SMA490	SM 570 SMA570	HSB500	HSB600	HSB800
축방향 인장응력 및 휨 인장응력	40 이하	140	190	215	270	230	270	380
	40 초과 75 이하	130	175 (190)	200 (215)	260 (270)			
	75 초과 100이하			195 (215)	250 (270)			

강 종 / 응력 종류, 판두께(mm)		SS 400 SM 400 SMA400	SM 490	SM490Y SM 520 SMA490	SM 570 SMA570	HSB500	HSB600	HSB800
ⓐ 휨 압축응력	40 이하	140	190	215	270	230	270	380
	40 초과 75 이하	130	175 (190)	200 (215)	260 (270)			
	75 초과 100이하			195 (215)	250 (270)			
전단응력	40 이하	80	110	125	155	135	155	220
	40 초과 75 이하	75	100 (110)	115 (125)	150 (155)			
	75 초과 100이하			115 (125)	145 (155)			
지압응력 (강판과 강판 사이)	40 이하	210	285	325	405	345	405	570
	40 초과 75 이하	195	265 (285)	300 (325)	390 (405)			
	75 초과 100이하			295 (325)	375 (405)			

※ TMC 강재일 경우에는 ( )안의 값을 적용한다.

압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π형 단면과 같이 횡자굴이 일어나기 어려운 경우 휨 압축응력 적용

▪ 항복 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.2.5)

강 종 / 응력 종류, 판두께(mm)		SS 400 SM 400 SMA400	SM 490	SM490Y SM 520 SMA490	SM 570 SMA570	HSB500	HSB600	HSB800
기준 항복점	40 이하	235	315	355	450	380	450	690
	40 초과 75 이하	215	295 (315)	335 (355)	430 (450)			
	75 초과 100이하			325 (355)	420 (450)			

※ TMC 강재일 경우에는 ( )안의 값을 적용하고, HSB 600인 경우에는 [ ]안의 값을 적용한다.

▪ 국부좌굴을 고려하지 않는 허용 축방향 압축응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

강종 / 판두께 (㎜)	SS 400 SM 400 SMA400	SM 490 [SM490C-TMC]	SM490Y SM 520 SMA490 [SM520C-TMC]	SM 570 SMA570 [SM570-TMC]
40 이하	$140 : \frac{l}{r} \le 18.6$ $140 - 0.82\,(\frac{l}{r} - 18.6) :$ $18.6 < \frac{l}{r} \le 92.8$ $\frac{1,200,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2} : 92.8 < \frac{l}{r}$	$190 : \frac{l}{r} \le 16.0$ $190 - 1.29\,(\frac{l}{r} - 16.0) :$ $16.0 < \frac{l}{r} \le 80.1$ $\frac{1,200,000}{5,000 + (\frac{l}{r})^2} : 80.1 < \frac{l}{r}$	$215 : \frac{l}{r} \le 15.1$ $215 - 1.55\,(\frac{l}{r} - 15.1) :$ $15.1 < \frac{l}{r} \le 75.5$ $\frac{1,200,000}{4,400 + (\frac{l}{r})^2} : 75.5 < \frac{l}{r}$	$270 : \frac{l}{r} \le 13.4$ $270 - 2.19\,(\frac{l}{r} - 13.4) :$ $13.4 < \frac{l}{r} \le 67.1$ $\frac{1,200,000}{3,500 + (\frac{l}{r})^2} : 67.1 < \frac{l}{r}$
40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{r} \le 19.4$ $130 - 0.73\,(\frac{l}{r} - 19.4) :$ $19.4 < \frac{l}{r} \le 97$ $\frac{1,200,000}{7,300 + (\frac{l}{r})^2} : 97 < \frac{l}{r}$	$175 : \frac{l}{r} \le 16.6$ $175 - 1.15\,(\frac{l}{r} - 16.6) :$ $16.6 < \frac{l}{r} \le 82.8$ $\frac{1,200,000}{5,300 + (\frac{l}{r})^2} : 82.8 < \frac{l}{r}$	$200 : \frac{l}{r} \le 15.5$ $200 - 1.4\,(\frac{l}{r} - 15.5) :$ $15.5 < \frac{l}{r} \le 77.7$ $\frac{1,200,000}{4,700 + (\frac{l}{r})^2} : 77.7 < \frac{l}{r}$	$260 : \frac{l}{r} \le 13.7$ $260 - 2.07\,(\frac{l}{r} - 13.7) :$ $13.7 < \frac{l}{r} \le 68.6$ $\frac{1,200,000}{3,600 + (\frac{l}{r})^2} : 68.6 < \frac{l}{r}$
75 초과 100 이하			$195 : \frac{l}{r} \le 15.8$ $195 - 1.35\,(\frac{l}{r} - 15.8) :$ $15.8 < \frac{l}{r} \le 78.9$ $\frac{1,200,000}{4,800 + (\frac{l}{r})^2} : 78.9 < \frac{l}{r}$	$250 : \frac{l}{r} \le 13.9$ $250 - 1.96\,(\frac{l}{r} - 13.9) :$ $13.9 < \frac{l}{r} \le 69.4$ $\frac{1,200,000}{3,700 + (\frac{l}{r})^2} : 69.4 < \frac{l}{r}$
비고	l : 부재의 유효 좌굴길이 (㎜) r : 부재 총단면의 단면 회전 반경 (㎜)			

※ TMC 강재일 경우에는 일반강재에 40이하 값을 사용함

강종 / 판두께 (㎜)	HSB500	HSB600	HSB800	비 고
80 이하	$230 : \frac{l}{r} \le 14.6$ $230 - 1.72\,(\frac{l}{r} - 14.6) :$ $14.6 < \frac{l}{r} \le 73.0$ $\frac{1,200,000}{4,100 + (\frac{l}{r})^2} : 73.0 < \frac{l}{r}$	$270 : \frac{l}{r} \le 13.4$ $270 - 2.19\,(\frac{l}{r} - 13.4) :$ $13.4 < \frac{l}{r} \le 67.1$ $\frac{1,200,000}{3,500 + (\frac{l}{r})^2} : 67.1 < \frac{l}{r}$	$380 : \frac{l}{r} \le 18.0$ $380 - 4.18\,(\frac{l}{r} - 18.0) :$ $18.0 < \frac{l}{r} \le 54.2$ $\frac{1,200,000}{2,300 + (\frac{l}{r})^2} : 54.2 < \frac{l}{r}$	
80 초과 100 이하				
비고	l : 부재의 유효 좌굴길이 (㎜) r : 부재 총단면의 단면 회전 반경 (㎜)			

▪ ⓐ 이외의 허용 휨 압축 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

판두께(㎜) \ 강 종		SS 400 SM 400 SMA400	SM 490 [SM490C-TMC]	SM490Y SM 520 SMA490 [SM520C-TMC]	SM 570 SMA570 SM570C-TMC]
$\frac{A_w}{A_c} \le 2$	40 이하	$140 : \frac{l}{b} \le 4.6$ $140 - 2.49(\frac{l}{b} - 4.6) :$ $4.6 < \frac{l}{b} \le 30$	$190 : \frac{l}{b} \le 4.0$ $190 - 3.91(\frac{l}{b} - 4.0) :$ $4.0 < \frac{l}{b} \le 30$	$215 : \frac{l}{b} \le 3.8$ $215 - 4.69(\frac{l}{b} - 3.8) :$ $3.8 < \frac{l}{b} \le 27$	$270 : \frac{l}{b} \le 3.4$ $270 - 6.64(\frac{l}{b} - 3.4) :$ $3.4 < \frac{l}{b} \le 25$
	40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{b} \le 4.9$	$175 : \frac{l}{b} \le 4.1$	$200 : \frac{l}{b} \le 3.9$ $200 - 4.24(\frac{l}{b} - 3.9) :$ $3.9 < \frac{l}{b} \le 27$	$260 : \frac{l}{b} \le 3.4$ $260 - 6.25(\frac{l}{b} - 3.4) :$ $3.4 < \frac{l}{b} \le 25$
	75 초과 100 이하	$130 - 2.21(\frac{l}{b} - 4.9) :$ $4.9 < \frac{l}{b} \le 30$	$175 - 3.48(\frac{l}{b} - 4.1) :$ $4.1 < \frac{l}{b} \le 30$	$195 : \frac{l}{b} \le 3.9$ $195 - 4.07(\frac{l}{b} - 3.9) :$ $3.9 < \frac{l}{b} \le 27$	$250 : \frac{l}{b} \le 3.5$ $250 - 5.94(\frac{l}{b} - 3.5) :$ $3.5 < \frac{l}{b} \le 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	40 이하	$140 : \frac{l}{b} \le \frac{9.3}{K}$ $140 - 1.24(K\frac{l}{b} - 9.3) :$ $\frac{9.3}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$190 : \frac{l}{b} \le \frac{8.0}{K}$ $190 - 1.95(K\frac{l}{b} - 8.0) :$ $\frac{8.0}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$215 : \frac{l}{b} \le \frac{7.5}{K}$ $215 - 2.35(K\frac{l}{b} - 7.5) :$ $\frac{7.5}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$270 : \frac{l}{b} \le \frac{6.7}{K}$ $270 - 3.32(K\frac{l}{b} - 6.7) :$ $\frac{6.7}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
	40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{b} \le \frac{9.7}{K}$	$175 : \frac{l}{b} \le \frac{8.3}{K}$	$200 : \frac{l}{b} \le \frac{7.8}{K}$ $200 - 2.12(K\frac{l}{b} - 7.8) :$ $\frac{7.8}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$260 : \frac{l}{b} \le \frac{6.9}{K}$ $260 - 3.12(K\frac{l}{b} - 6.9) :$ $\frac{6.9}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
	75 초과 100 이하	$130 - 1.10(K\frac{l}{b} - 9.7) :$ $\frac{9.7}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$175 - 1.74(K\frac{l}{b} - 8.3) :$ $\frac{8.3}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$195 : \frac{l}{b} \le \frac{7.9}{K}$ $195 - 2.04(K\frac{l}{b} - 7.9) :$ $\frac{7.9}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$250 : \frac{l}{b} \le \frac{6.9}{K}$ $250 - 2.97(K\frac{l}{b} - 6.9) :$ $\frac{6.9}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적 (㎟) A_c : 압축플랜지의 총단면적 (㎟) l : 압축플랜지의 고정점간의 거리 (㎜) b : 압축플랜지의 폭 (㎜) K : $\sqrt{3+\frac{A_w}{2A_c}}$			

※ TMC 강재일 경우에는 ( )안의 값을 적용한다.

강 종 / 판두께(㎜)		HSB500	HSB600	HSB800	비 고
$\frac{A_w}{A_c} \le 2$	100 이하	$230 : \frac{l}{b} \le 3.6$ $230 - 5.19(\frac{l}{b} - 3.6) :$ $3.6 < \frac{l}{b} \le 27$	$270 : \frac{l}{b} \le 3.4$ $270 - 6.64(\frac{l}{b} - 3.4) :$ $3.4 < \frac{l}{b} \le 25$	$380 : \frac{l}{b} \le 5.4$ $380 - 12.63(\frac{l}{b} - 5.4) :$ $5.4 < \frac{l}{b} \le 19$	
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	100 이하	$230 : \frac{l}{b} \le \frac{7.3}{K}$ $230 - 2.60(K\frac{l}{b} - 7.3) :$ $\frac{7.3}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$270 : \frac{l}{b} \le \frac{6.7}{K}$ $270 - 3.32(K\frac{l}{b} - 6.7) :$ $\frac{6.7}{K} < \frac{l}{b} \le 25$	$380 : \frac{l}{b} \le \frac{10.8}{K}$ $380 - 6.13(K\frac{l}{b} - 10.8) :$ $\frac{10.8}{K} < \frac{l}{b} \le 19$	
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적 ($㎟^2$) A_c : 압축플랜지의 총단면적 ($㎟^2$) l : 압축플랜지의 고정점간의 거리 (㎜) b : 압축플랜지의 폭 (㎜) K : $\sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

▪ 강재 주거더의 허용응력 증가율 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

하중의 조합			증 가 율 (%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주 하 중	압 축 연	15	0
		인 장 연	0	0
3	주하중 + 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차	압 축 연	30	15
		인 장 연	15	15
4	가설시 하중	압 축 연	25	25
		인 장 연	25	25

▪ 마찰 이음용 고장력 볼트 허용력 (kN) (1볼트 1마찰면 마다) (☞ 도.설.해 3.3.2.3)

볼트의 등급 / 나사호칭	F 8 T	F 10 T	S 10 T	F 13 T	S 13 T
M 20	31	39	39	50	50
M 22	39	48	48	63	63
M 24	45	56	56	73	73
M 27	58	73	73	-	-
M 30	71	89	89	-	-

② 바닥판 콘크리트 (☞ 도.설.해 3.9.2.7, 도.설.해 3.9.2.8, 도.설.해 4.2.3, 도.설.해 4.6.3.3)

콘크리트 설계 기준강도 (f_{ck})	27.0	MPa
콘크리트 탄성계수 (E_c)	27,804.0	MPa
전단 탄성계수 (G_c)	11,916.0	MPa
탄성계수비 (n)	7.0	
바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차	10.000	℃
바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 (α)	0.000012	
건조수축 계수 (ε_s)	0.000270	
상 대 습 도	70.0	%
CREEP 계수 (ϕ_2)	$\phi_2 = 2\phi_1$: 2	

③ 바닥판 및 Half-Deck 철근

철근 설계 항복강도 (f_y)	400.0	MPa
철근 탄성계수 (E_s)	200,000.0	MPa

④ Half-Deck 콘크리트

콘크리트 설계 기준강도 (f_{ckh})	50.0	MPa
콘크리트 탄성계수 (E_h)	32,902.0	MPa
전단 탄성계수 (G_h)	14,101.0	MPa
탄성계수비 (n_h)	6.2	
초기 건조수축 계수 (ε_{s0})	0.000045	
최종 건조수축 계수 (ε_{s1})	0.000225	
콘크리트의 초기크리프 (ϕ_0)	0.5	
콘크리트의 초기크리프 (ϕ_1)	1.5	

2) 하 중 조 건

(1) 고 정 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.2)

① 철근 콘크리트 : 25.000 kN/m^3

② 무근 콘크리트 : 23.500 kN/m^3

③ 강 재 : 78.500 kN/m^3

④ 포장 콘크리트 : 23.500 kN/m^3

(2) 활 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.3)

① 설계 차선수 산정

W_c = 8.100 m , N = 2 차로

W = 3.000 m

∴ 설계 차로폭 3.000m마다 2차로 연속으로 재하

② 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

▪ DB-24 하중

- 전륜하중 : P_f = 24.000 kN
- 후륜하중 : P_r = 96.000 kN

▪ DL-24 하중

- 차로당 등분포 하중 : W_l = 12.700 kN/m
- 모멘트 계산시 집중하중 : P_m = 108.000 kN
- 전단력 계산시 집중하중 : P_s = 156.000 kN

③ 충 격 계 수

▪ 1 지간

$i = 15 / (40 + L) = 0.189 < 0.300 \therefore i = 0.189$

▪ 2 지간

$i = 15 / (40 + L) = 0.188 < 0.300 \therefore i = 0.188$

▪ 3 지간

$i = 15 / (40 + L) = 0.150 < 0.300 \therefore i = 0.150$

▪ 4 지간

$i = 15 / (40 + L) = 0.189 < 0.300 \therefore i = 0.189$

(3) 콘크리트의 Creep와 건조수축의 영향

▪ 철근 콘크리트의 바닥판의 Creep와 건조수축의 영향에 대한 단면력을 검토한다.

(4) 지점침하에 의한 영향

▪ 각 지점에서 발생할 수 있는 부등침하의 발생을 가정하여 가장 불리한 단면력을 산정한다.

(5) 온도변화에 대한 영향

▪ 바닥판과 주형의 온도차 발생시 생기는 단면력 및 응력을 산정하고 이때의 온도 변화는 직선변화 한다고 가정한다.

(6) 풍 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.9)

단 면 형 상	풍 하 중
$1 \leq B/D < 8$	$(4.0 - 0.2(B/D)) D \geq 6.0$
$8 \leq B/D$	$2.4 D \geq 6.0$

(7) 충 돌 하 중 (☞ 도.설.해 2.4.3.3, 도.설.해 2.4.3.6)

▪ 다음에 제시된 충돌력은 난간인 경우 바닥판의 설계에만 사용하며, 이 충돌력만을 사용하여 차량 방호 울타리 자체를 설계하는 것은 곤란하다.

수 평 력 (kN/m)		작용 높이	수 직 력 (kN/m)
도심 도로상	일반 도로상		
3.750	2.500	난간 상단부	1.000

▪ 다음에 제시된 충돌력은 벽식 강성 방호 울타리인 경우 바닥판의 설계에만 사용하며, 이 충돌력만을 사용하여 차량 방호 울타리 자체를 설계하는 것은 곤란하다.

① 수평 충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m마다 작용하면 다음 식에 의하여 구한다.

$$H = (\frac{V}{60})^2 \times 7.5 + 2.5\ (kN/m)$$

② 방호벽 상단에 횡방향으로 10kN/m의 수평하중을 재하한다.

(다만, 곡률반지름 R≤200m인 곡선부에 대해서는 ①, ② 모두에 대해 그 수평충돌력은 계산된 값의 2배로 한다)

(8) 원 심 하 중

▪ 교량의 곡선부는 모든 설계차로에 재하된 DB하중의 백분율로서 표현되는 원심하중에 의해 설계한다.

$$CF = 0.79\frac{V^2}{R}(\%)$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분률

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경(m)

- 곡선부 교량에서 자동차에 의한 원심하중은 위 식과 같이 충격을 포함하지 않는 활하중에 대한 백분율로 표현되는데, 이때의 활하중이란 최대하중 효과가 발생되도록 설계 차로 위에 한대씩 재하된 DB하중을 말함.

3) 설 계 방 법

(1) 바 닥 판 : 강도 설계법

(2) Steel Box Girder : 허용응력 설계법

4) 참 고 문 헌

(1) 도로교 설계기준 (2010)

(2) 도로교 설계기준 해설 (2008)

(3) 콘크리트 구조 설계기준 (2007)

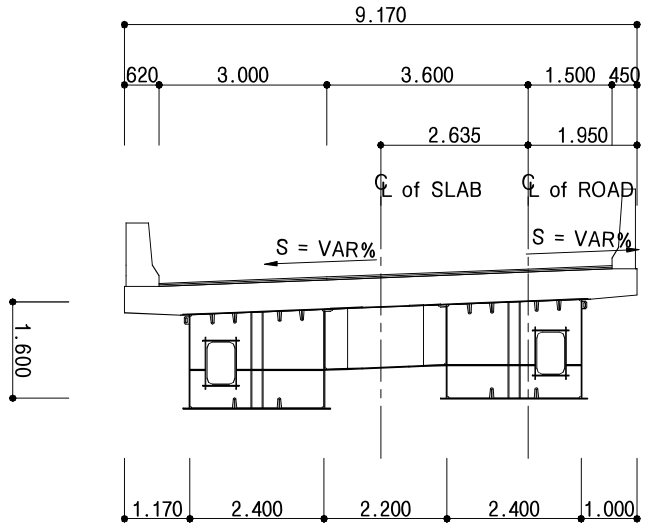
(4) 도로설계 편람 (2008)

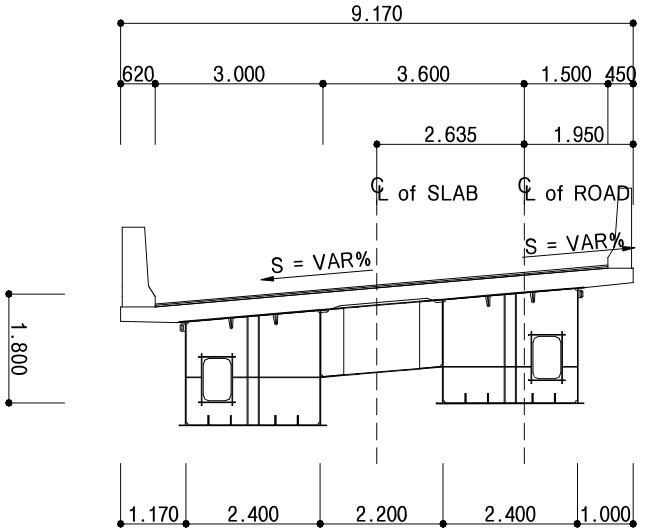
(5) 도로설계 요령 (2001)

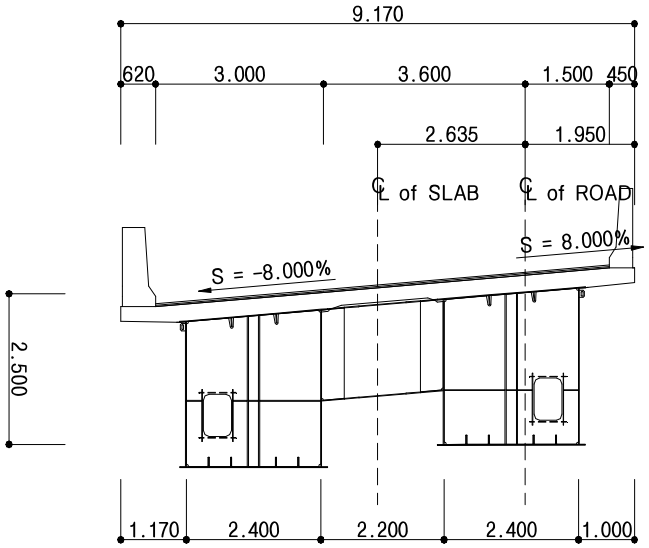
(6) 강구조 편람 (1995)

(7) 강도로교 상세부 설계지침 (2006)

2. 단면가정

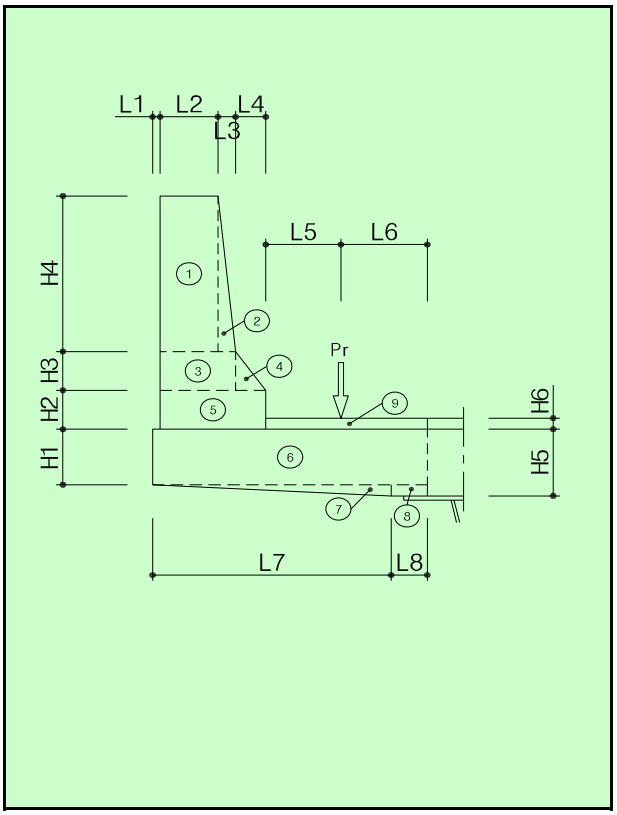

9.170
620
3.000
3.600
1.500
450
2.635
1.950
℄ of SLAB
℄ of ROAD
S = VAR%
S = VAR%
1.600
1.170
2.400
2.200
2.400
1.000


9.170
620
3.000
3.600
1.500
450
2.635
1.950
℄ of SLAB
℄ of ROAD
S = VAR%
S = VAR%
1.800
1.170
2.400
2.200
2.400
1.000


9.170
620
3.000
3.600
1.500
450
2.635
1.950
℄ of SLAB
℄ of ROAD
S = 8.000%
S = -8.000%
2.500
1.170
2.400
2.200
2.400
1.000

3. 바닥판 설계

3.1 좌측 캔틸레버부



H1	0.240 m	L1	0.030 m
H2	0.175 m	L2	0.230 m
H3	0.175 m	L3	0.070 m
H4	0.970 m	L4	0.120 m
H5	0.290 m	L5	0.300 m
H6	0.050 m	L6	0.190 m
H7	0.000 m	L7	0.830 m
R	160.000 m	L8	0.110 m
V	60.000 km/h	L9	0.000 m

콘크리트 단위중량	25.000 kN/m³
무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m³
포장 단위중량	23.500 kN/m³
DB 1후륜 하중 (Pr)	96.000 kN
탱크 총 중량	
탱크궤도 길이	
탱크하중 작용점(L5)	
트레일러 1후륜 하중	
트레일러하중 작용점(L5)	

(1) 고 정 하 중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)
1	0.230 × 0.970 × 25.000	5.578	0.795	4.434
2	½ × 0.070 × 0.970 × 25.000	0.849	0.657	0.557
3	0.300 × 0.175 × 25.000	1.313	0.760	0.998
4	½ × 0.120 × 0.175 × 25.000	0.263	0.570	0.150
5	0.420 × 0.175 × 25.000	1.838	0.700	1.286
6	0.940 × 0.240 × 25.000	5.640	0.470	2.651
7	½ × 0.830 × 0.050 × 25.000	0.519	0.387	0.201
8	0.110 × 0.050 × 25.000	0.138	0.055	0.008
9	0.490 × 0.050 × 23.500	0.576	0.245	0.141
TOTAL		16.711		**10.425**

(2) 활 하 중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

▪ 윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8 · X + 1.14 = 0.8 × 0.190 + 1.14 = 1.292 m 여기서, X = 0.190 m

▪ 충 격 계 수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.190) = 0.373 > 0.300 i = 0.300

▪ 작용 모멘트

MI+i = (96.00 / 1.292)×0.190×(1 + 0.30) = **18.353** kN·m/m

(3) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H=(V/60)^2\times 7.5+2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력(kN/m)

V : 차량의 충돌 속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

H = (60.000 / 60)² × 7.5 + 2.5 = 10.000 kN/m 작용높이 h = 1.195 m

Mco = 10.000 × 1.195 = 11.950 kN·m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

H = 10.000 = 10.000 kN/m 작용높이 h = 1.465 m

Mco = 10.000 × 1.465 = 14.650 kN·m/m

③ 곡선반경 R ≤ 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값의 2배를 적용

Mco = 14.650 × 2 = **29.300** kN·m/m

(4) 풍 하 중 (3.000 kN/m^2) (☞ 도.설.해 2.1.11)

Pw = 3.000 × 1.270 = 3.810 kN/m

Mw = 3.810 × (1.270 / 2 + 0.05 + 0.29 / 2) = **3.162** kN·m/m

(5) 원 심 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.17)

$$CF=0.79\ V^2 / R(\%)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

▪ 일반 차량하중 작용시

CF = 0.79 × 60.000² / 160.000 = 17.775 (%)

Pcf = 96.000 / 1.292 × 17.775 / 100 = 13.207 kN/m 작용높이 h = 1.995 m

Mcf = 13.207 × 1.995 = **26.349** kN·m/m

(6) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	군중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{CO})	난간충돌하중(M_{CO})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	**10.425**	**18.353**	**0.000**	**29.300**	**0.000**	**3.162**	**26.349**

(7) 하 중 조 합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	"	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	"	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	"	1.30			1.30		
CASE 6	"	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE 7	"	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌 사용모멘트

(8) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	13.552	39.459			34.253	87.265
CASE 2	"	13.552	23.859	38.090		34.253	109.755
CASE 3	"	13.552	23.859		2.055	34.253	73.720
CASE 4	"	12.510		35.160	3.795		51.465
CASE 5	"	13.552			4.111		17.663
최대 계수 모멘트							**109.755**
CASE 6	"	10.425	18.353		0.949	0.000	29.726
CASE 7	"	10.425	18.353	0.000		0.000	28.778
최대 사용 모멘트							**29.726**

(9) 캔틸레버판 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

① 주철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력 철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

③ 배치범위 : 도로교설계기준 강교편 바닥판에 배치 범위가 명시되지 않아 콘크리트편 4.7.5.7을 적용하 캔틸레버판의 고정하중에 대한 지간을 배치 범위로 적용한다.

(10) 바닥판의 최소 두께 (X = 0.19 ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설.해 3.6.1.5)

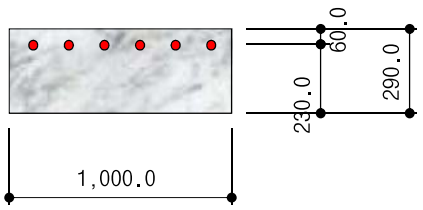
h_{min} = (280 · L + 180) = (280 × 0.190 + 180) = 233.2 mm > 220.0 mm ∴ h_{req} = 233.2 mm

h_{use} = 290.0 mm > h_{req} = 233.2 mm ····· O.K !!

(11) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

f_{ck}	=	27.0 MPa	f_y	=	400.0 MPa
M_u	=	109.8 kN·m	M	=	29.7 kN·m
b	=	1,000.0 mm	h	=	290.0 mm
β	=	0.85	d'	=	60.0 mm
$Ø_f$	=	0.85	d	=	230.0 mm



▪ 강도 감소계수 ($Ø_f$) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

$T = A_s \times f_y$ = 1,617.0 × 400.0 = 646,800.0

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 0.85 × 27.0 × a × 1,000.0 = 22,950.0 a

T = C 이므로, a = 28.183mm

c = 28.183 / β = 28.183 / 0.85 = 33.156 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (230.0 - 33.156) / 33.156$ = 0.0178

ε_t = 0.0178 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 0.017429 A_s ---------- ①

$M_u = \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 78,200.0 A_s - 170.0 $A_s \cdot a$ ---------- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

109,754,583.4 = -2.962963 A_s^2 + 78,200.0 A_s

∴ $A_{s\,req}$ = **1,487.329** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\,use}$ = H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2

H 19 @ 300.0 = 955.0 mm^2

Σ = **1,617.0** mm^2 [사용률 = 1.087] ····· 0.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 805.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 0.25√(f_{ck})/f_y × b × d = 746.9 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 580.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\,min}$ = **805.0** mm^2

$A_{s\,max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = **4,805.3** mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\,max}$ ≥ $A_{s\,use}$ ≥ $A_{s\,min}$ ····· 0.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 28.183 mm

ΦM_n = 0.85×1,617.0×400.0×(230.0-a/2) = **118.702** kN·m

∴ ΦMn ≥ Mu [사용률 = 1.082] ····· 0.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(0.940) = 123.771 % ≥ 67.0 %

A_s = 1,487.329 × 67.000 % = 996.510 mm^2

수축·온도철근량 = 0.002 · b · h = 580.000 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = 996.510 mm^2

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 200.0 = 1,432.5 mm^2

Σ = **1,432.5** mm^2 **[사용률 = 1.438]** ····· **O.K !!**

② 캔틸레버부 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.940m 이상 배치 한다.

▪ 주 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **2,974.657** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 150.0 = 1,910.0 mm^2

H 19 @ 150.0 = 1,910.0 mm^2

Σ = **3,820.0** mm^2 **[사용률 = 1.284]** ····· **O.K !!**

▪ 배 력 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **1,993.020** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 100.0 = 2,865.0 mm^2

Σ = **2,865.0** mm^2 **[사용률 = 1.438]** ····· **O.K !!**

③ 사용성 검토

탄성계수비 n	= Es / Ec	=	7.0		
$A_{s\ use}$	= H 16 @ 300.0	=	662.0	mm^2	(개수 = 6.7 ea)
	H 19 @ 300.0	=	955.0	mm^2	
	Σ	=	**1,617.0**	mm^2	
철근비 ρ	= A_s / bd				
	= 1,617.0 / (1,000.0 × 230.0)	=	0.00703		
중립축 k	= $-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$				
	= -0.0492 + √(2×0.0492 + 0.0492²)	=	0.26835		
중립축 거리 x	= k × d = 0.26835 × 230.0	=	61.721		
j	= 1 - k / 3 = 1 - 0.268 / 3	=	0.911		
철근 응력 f_s	= M / (A_s × j × d)				
	= 29.73 / (1,617.0 × 0.911 × 230.0)	=	87.781	MPa	

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 60.0 - 19.1 / 2 = 50.450 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 87.781) - 2.5×50.450 = 770.991 mm

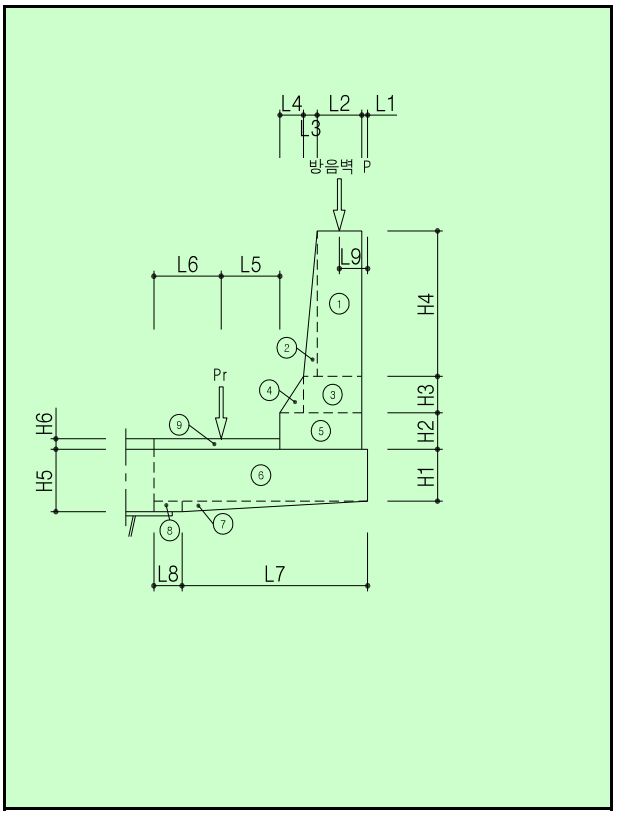
인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

= 300×(210 / 87.781) = 717.693 mm

Min = 717.693 mm

∴ **s** = 1,000.0 / 6.7ea = **150.0 mm** ≤ s_a = **717.7 mm** ····· **O.K !!**

3.2 우측 캔틸레버부



H1	0.240 m	L1	0.030 m
H2	0.175 m	L2	0.400 m
H3	0.175 m	L3	0.070 m
H4	0.970 m	L4	0.120 m
H5	0.290 m	L5	0.300 m
H6	0.050 m	L6	0.190 m
H7	1.000 m	L7	1.000 m
R	160.000 m	L8	0.110 m
V	60.000 km/h	L9	0.230 m

콘크리트 단위중량	25.000 kN/m³
무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m³
포장 단위중량	23.500 kN/m³
DB 1후륜 하중 (Pr)	96.000 kN
탱크 총 중량	
탱크궤도 길이	
탱크하중 작용점(L5)	
트레일러 1후륜 하중	
트레일러하중 작용점(L5)	

(1) 고 정 하 중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)
1	0.400 × 0.970 × 25.000	9.700	0.880	8.536
2	½ × 0.070 × 0.970 × 25.000	0.849	0.657	0.557
3	0.470 × 0.175 × 25.000	2.056	0.845	1.738
4	½ × 0.120 × 0.175 × 25.000	0.263	0.570	0.150
5	0.590 × 0.175 × 25.000	2.581	0.785	2.026
6	1.110 × 0.240 × 25.000	6.660	0.555	3.696
7	½ × 1.000 × 0.050 × 25.000	0.625	0.443	0.277
8	0.110 × 0.050 × 25.000	0.138	0.055	0.008
9	0.490 × 0.050 × 23.500	0.576	0.245	0.141
10	방음벽 하중 or 난간하중	1.000	0.880	0.880
TOTAL		24.447		**18.009**

(2) 활 하 중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

▪ 윤하중 분포폭 (☞ 도.설 3.6.1.4)

E = 0.8·X + 1.14 = 0.8 × 0.190 + 1.14 = 1.292 m 여기서, X = 0.190 m

▪ 충 격 계 수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.190) = 0.373 > 0.300 i = 0.300

▪ 작용 모멘트

MI+i = (96.00 / 1.292)×0.190×(1 + 0.30) = **18.353** kN·m/m

(3) 차량 충돌 하중 (☞ 도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H=(V/60)^2\times 7.5+2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력(kN/m)

V : 차량의 충돌 속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

H = (60.000 / 60)² × 7.5 + 2.5 = 10.000 kN/m 작용높이 h = 1.195 m

Mco = 10.000 × 1.195 = 11.950 kN·m/m

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

H = 10.000 = 10.000 kN/m 작용높이 h = 1.465 m

Mco = 10.000 × 1.465 = 14.650 kN·m/m

③ 곡선반경 R ≤ 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값의 2배를 적용

Mco = 14.650 × 2 = **29.300** kN·m/m

(4) 풍 하 중 (3.000 kN/m²) (☞ 도.설.해 2.1.11)

Pw = 3.000 × 2.270 = 6.810 kN/m

Mw = 6.810 × (2.270 / 2 + 0.05 + 0.29 / 2) = **9.057** kN·m/m

(5) 원 심 하 중 (☞ 도.설.해 2.1.17)

$$CF=0.79\ V^2 / R(\%)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

▪ 일반 차량하중 작용시

CF = 0.79 × 60.000² / 160.000 = 17.775 (%)

Pcf = 96.000 / 1.292 × 17.775 / 100 = 13.207 kN/m 작용높이 h = 1.995 m

Mcf = 13.207 × 1.995 = **26.349** kN·m/m

(6) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	군중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{CO})	난간충돌하중(M_{CO})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	**18.009**	**18.353**	**0.000**	**29.300**	**0.000**	**9.057**	**26.349**

(7) 하 중 조 합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	"	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	"	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	"	1.30			1.30		
CASE 6	"	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE 7	"	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌 사용모멘트

(8) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	23.411	39.459			34.253	97.124
CASE 2	"	23.411	23.859	38.090		34.253	119.614
CASE 3	"	23.411	23.859		5.887	34.253	87.411
CASE 4	"	21.611		35.160	10.869		67.639
CASE 5	"	23.411			11.774		35.186
최대 계수 모멘트							**119.614**
CASE 6	"	18.009	18.353		2.717	0.000	39.079
CASE 7	"	18.009	18.353	0.000		0.000	36.362
최대 사용 모멘트							**39.079**

(9) 캔틸레버판 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

① 주철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력 철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

③ 배치범위 : 도로교설계기준 강교편 바닥판에 배치 범위가 명시되지 않아 콘크리트편 4.7.5.7을 적용하 캔틸레버판의 고정하중에 대한 지간을 배치 범위로 적용한다.

(10) 바닥판의 최소 두께 (X = 0.19 ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설.해 3.6.1.5)

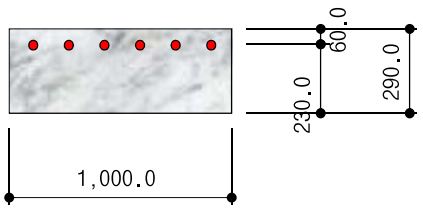
$h_{min} = (280 \cdot L + 180) = (280 \times 0.190 + 180) = 233.2$ mm > 220.0 mm ∴ $h_{req} = 233.2$ mm

$h_{use} = 290.0$ mm $> h_{req} = 233.2$ mm ····· **O.K !!**

(11) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

f_{ck}	=	27.0 MPa	f_y	=	400.0 MPa
M_u	=	119.6 kN·m	M	=	39.1 kN·m
b	=	1,000.0 mm	h	=	290.0 mm
β	=	0.85	d'	=	60.0 mm
$Ø_f$	=	0.85	d	=	230.0 mm



▪ 강도 감소계수 ($Ø_f$) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

$T = A_s \times f_y$ = 1,910.0 × 400.0 = 764,000.0

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 0.85 × 27.0 × a × 1,000.0 = 22,950.0 a

T = C 이므로, a = 33.290mm

c = 33.290 / β = 33.290 / 0.85 = 39.164 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (230.0 - 39.164) / 39.164$ = 0.0146

ε_t = 0.0146 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 0.017429 A_s ---------- ①

$M_u = \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 78,200.0 A_s - 170.0 $A_s \cdot a$ ---------- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

119,613,718.4 = -2.962963 A_s^2 + 78,200.0 A_s

∴ $A_{s\,req}$ = **1,630.292** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\,use}$ = H 19 @ 300.0 = 955.0 mm^2

H 19 @ 300.0 = 955.0 mm^2

Σ = **1,910.0** mm^2 [사용률 = 1.172] ····· 0.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 805.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 0.25√(f_{ck})/f_y × b × d = 746.9 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 580.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\,min}$ = **805.0** mm^2

$A_{s\,max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = **4,805.3** mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\,max}$ ≥ $A_{s\,use}$ ≥ $A_{s\,min}$ ····· 0.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 33.290 mm

ΦM_n = 0.85×1,910.0×400.0×(230.0-a/2) = **138.553** kN·m

∴ ΦMn ≥ Mu [사용률 = 1.158] ····· 0.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(1.110) = 113.899 % ≥ 67.0 %

A_s = 1,630.292 × 67.000 % = 1,092.296 mm^2

수축·온도철근량 = 0.002 · b · h = 580.000 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = 1,092.296 mm^2

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 200.0 = 1,432.5 mm^2

Σ = **1,432.5** mm^2 **[사용률 = 1.311]** ····· **O.K !!**

② 캔틸레버부 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 1.110m 이상 배치 한다.

▪ 주 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **3,260.584** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 150.0 = 1,910.0 mm^2

H 19 @ 150.0 = 1,910.0 mm^2

Σ = **3,820.0** mm^2 **[사용률 = 1.172]** ····· **O.K !!**

▪ 배 력 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **2,184.591** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 100.0 = 2,865.0 mm^2

Σ = **2,865.0** mm^2 **[사용률 = 1.311]** ····· **O.K !!**

③ 사용성 검토

탄성계수비 n	= Es / Ec	=	7.0	
$A_{s\ use}$	= H 19 @ 300.0	=	955.0 mm^2	(개수 = 6.7 ea)
	H 19 @ 300.0	=	955.0 mm^2	
		Σ =	**1,910.0** mm^2	
철근비 ρ	= A_s / bd			
	= 1,910.0 / (1,000.0 × 230.0)	=	0.00830	
중립축 k	= $-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$			
	= $-0.0581 + \sqrt{(2\times0.0581 + 0.0581^2)}$	=	0.28776	
중립축 거리 x	= k × d = 0.28776 × 230.0	=	66.185	
j	= 1 - k / 3 = 1 - 0.288 / 3	=	0.904	
철근 응력 f_s	= M / (A_s × j × d)			
	= 39.08 / (1,910.0 × 0.904 × 230.0)	=	98.395 MPa	

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 60.0 - 19.1 / 2 = 50.450 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 98.395) - 2.5×50.450 = 674.218 mm

인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

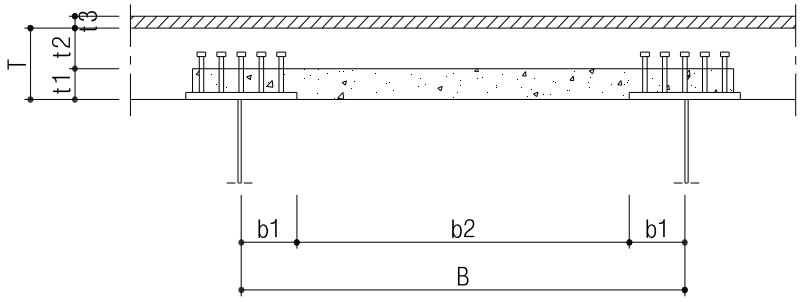
= 300×(210 / 98.395) = 640.274 mm

Min = 640.274 mm

∴ **s** = 1,000.0 / 6.7ea = **150.0 mm** ≤ s_a = **640.3 mm** ····· **O.K !!**

3.3 중 앙 부 (거더부)

1) 합 성 전



T = 290.0 mm
t_1 = 140.0 mm
t_2 = 150.0 mm
t_3 = 50.0 mm
B = 2,400.0 mm
b_1 = 280.0 mm
b_2 = 1,840.0 mm

(1) Half-Deck 두께의 검토

- 최소두께

① 인장연단에서 주철근 중심까지의 거리 (d') = 50.0 mm

② 사용 철근의 직경 : 주철근 = H16 , 배력철근 = H16

③ 최소두께 : h_{min} = 50.0 + 20.0 + 8.0 + 16.0 = 94.0 mm

- 두께검토

T_{deck} = 140.0 mm > h_{req} = 94.0 mm ····· **O.K !!**

- 피복두께검토

① 철근의 최소 피복두께 : 30.0 mm

② 인장철근 피복두께 : 50.0 − 8.0 = 42.0 mm > 30.0 mm ····· **O.K !!**

(2) 설계하중에 의한 단면력

▪ 고 정 하 중

Half-Deck	:	0.140	m	×	25.000	kN/m³	=	3.500 kN/m³
바닥판	:	0.150	m	×	25.000	kN/m³	=	3.750 kN/m³
						Σ	=	7.250 kN/m³

계산지간 L : 2.400 m 바닥판 지점의 수 n : 2

M_d = (1/8) · Wd · L² = (1/8) × 7.250 × 2.400² = **5.220** kN/m³ (☞ 도.설 4.7.5.4)

▪ 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	군중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{CO})	난간충돌하중(M_{CO})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	**5.220**						

▪ 하 중 조 합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30				1.30	
CASE 2	"	1.00	1.00		0.30	1.00	사용모멘트

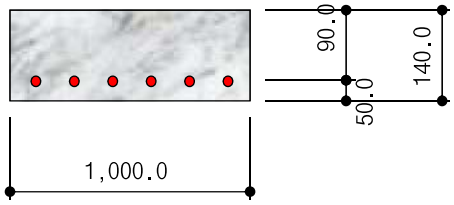
▪ 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	6.786					6.786
최대 계수 모멘트							**6.786**
CASE 2	"	5.220					5.220
최대 사용 모멘트							**5.220**

(3) 단 면 검 토

① 철근량 산정

f_{ck} =	27.0	MPa	f_y =	400.0	MPa
M_u =	6.8	kN·m	M =	5.2	kN·m
b =	1,000.0	mm	h =	140.0	mm
β =	0.85		d ' =	50.0	mm
$Ø_f$ =	0.85		d =	90.0	mm



▪ 강도 감소계수 ($Ø_f$) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

$T = A_s \times f_y$ = 1,324.0 × 400.0 = 529,600.0

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 0.85 × 27.0 × a × 1,000.0 = 22,950.0 a

T = C 이므로, a = 23.076mm

c = 23.076 / β = 23.076 / 0.85 = 27.149 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (90.0 - 27.149) / 27.149$ = 0.0069

ε_t = 0.0069 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 0.017429 A_s ---------- ①

$M_u = \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 30,600.0 A_s - 170.0 $A_s \cdot a$ ---------- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

6,786,000.0 = -2.962963 A_s^2 + 30,600.0 A_s

∴ $A_{s\ req}$ = **226.743** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2 (1Cycle)

H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2 (2Cycle)

Σ = **1,324.0** mm^2 **[사용률 = 5.839]** ····· 0.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\ min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 315.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= $0.25\sqrt{(f_{ck})}/f_y \times$ b × d = 292.3 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 280.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\ min}$ = **315.0** mm^2

$A_{s\ max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = **1,880.3** mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\ max}$ ≥ $A_{s\ use}$ ≥ $A_{s\ min}$ ····· 0.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 23.076$ mm

$\Phi M_n = 0.85 \times 1,324.0 \times 400.0 \times (90.0 - a/2) = \mathbf{35.320}$ kN·m

∴ $\Phi Mn \geq Mu$ [사용률 = 5.205] ····· 0.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(2.400) = 77.460 % ≥ 67.0 %

A_s = 226.743 × 67.000 % = 151.918 mm^2

수축·온도철근량 = 0.002 · b · h = 280.000 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = **280.000** mm^2

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 200.0 = 993.0 mm^2

Σ = **993.0** mm^2 [사용률 = 3.546] ····· 0.K !!

③ 사용성 검토

탄성계수비 n = Es / Ed = 6.4

$A_{s\ use}$ = H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2 (개수 = 6.7 ea)

H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2

Σ = **1,324.0** mm^2

철근비 ρ = A_s / bd

= 1,324.0 / (1,000.0 × 90.0) = 0.01471

중립축 k = $-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$

= $-0.0942 + \sqrt{(2 \times 0.0942 + 0.0942^2)}$ = 0.34988

중립축 거리 x = k × d = 0.34988 × 90.0 = 31.490

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.350 / 3 = 0.883

철근 응력 f_s = M / (A_s × j × d)

= 5.22 / (1,324.0 × 0.883 × 90.0) = 49.590 MPa

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 50.0 - 15.9 / 2 = 42.050 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 49.590) - 2.5×42.050 = 1,482.889 mm

인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

= 300×(210 / 49.590) = 1,270.411 mm

Min = 1,270.411 mm

∴ **s** = 1,000.0 / 6.7ea = **150.0 mm** ≤ s_a = 1,270.4 mm ····· 0.K !!

2) 합 성 후

(1) 바닥판 두께의 검토

h_{min} = (40 · L + 130) = (40 × 2.400 + 130) = 226.0 mm > 220.0 mm ∴ h_{req} = 226.0 mm

h_{use} = 290.0 mm > h_{req} = 226.0 mm ····· 0.K !!

(2) 설계하중에 의한 단면력

▪ 고 정 하 중

철근콘크리트	:	0.290 m	×	25.000 kN/m³	=	7.250	kN/m³
포장콘크리트	:	0.050 m	×	23.500 kN/m³	=	1.175	kN/m³
				Σ	=	8.425	kN/m³

계산지간 L : 2.4 m 바닥판 지점의 수 n : 4

M_d = (1/10) · Wd · L² = (1/10) × 8.425 × 2.400² = **4.853** kN/m³ (☞ 도.설 4.7.5.4)

▪ 활 하 중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

- 충 격 계 수 (☞ 도.설.해 2.1.4)

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 2.400) = 0.354 > 0.300 i = 0.300

- 작용 모멘트

MI+i = (2.40+0.6)×96.0/9.6×(1+0.300) = **39.000** kN·m/m (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

- 바닥판이 3개 이상의 지점인 경우 계산된 값에 0.8 배를 취한다. (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

MI+i = 39.000 × 0.8 = **31.200** kN·m/m

(3) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	군중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{CO})	난간충돌하중(M_{CO})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	**4.853**	**31.200**					

(4) 하 중 조 합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30			1.30	활하중 재하시
CASE 3	"	1.30			1.30		
CASE 4	"	1.00	1.00		0.00	0.00	사용모멘트

(5) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	6.309	67.080			0.000	73.389
CASE 2	"	6.309	40.560			0.000	46.869
CASE 3	"	6.309			0.000		6.309
최대 계수 모멘트							**73.389**
CASE 4	"	4.853	31.200		0.000	0.000	36.053
최대 사용 모멘트							**36.053**

(6) 캔틸레버판 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

① 주철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.

② 배력철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력 철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.

③ 배치범위 : 도로교설계기준 강교편 바닥판에 배치 범위가 명시되지 않아 콘크리트편 4.7.5.7을 적용하여 캔틸레버판의 고정하중에 대한 지간을 배치 범위로 적용한다.

(7) 바닥판의 최소 두께 (연속판) (☞ 도.설.해 3.6.1.5)

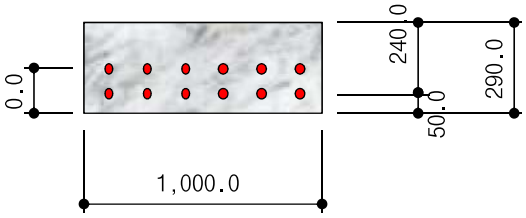
h_{min} = (30 · L + 130) = (30 × 2.400 + 130) = 202.0 mm < 220.0 mm ∴ h_{req} = 220.0 mm

h_{use} = 290.0 mm > h_{req} = 220.0 mm ····· 0.K !!

(8) 단 면 검 토

① 중앙부 (내측)

f_{ck}	= 27.0	MPa	f_y	= 400.0	MPa
M_u	= 73.4	kN·m	M	= 36.1	kN·m
b	= 1,000.0	mm	h	= 290.0	mm
β	= 0.85		d_1	= 50.0	mm
$Ø_f$	= 0.85		d_2	= 0.0	mm
d	= 240.0	mm	d'	= 50.0	mm



▪ 피복 산정

$$d' = \frac{1{,}324.0 \times 50.0 + 0.0 \times 0.0}{1{,}324.0 + 0.0} = 50.0 \text{ mm}$$

▪ 강도 감소계수 ($Ø_f$) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

T = A_s × f_y = 1,324.0 × 400.0 = 529,600.0

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 0.85 × 27.0 × a × 1,000.0 = 22,950.0 a

T = C 이므로, a = 23.076mm

c = 23.076 / β = 23.076 / 0.85 = 27.149 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

ε_t = 0.003 × (dt − c) / c = 0.003 × (240.0 − 27.149) / 27.149 = 0.0235

ε_t = 0.0235 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

a = A_s × f_y / (β × f_{ck} × b) = 0.017429 A_s ---------- ①

M_u = $Φ_f$ × A_s × f_y × (d − a/2) = 81,600.0 A_s − 170.0 A_s · a ---------- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

73,388,640.0 = −2.962963 A_s^2 + 81,600.0 A_s

∴ $A_{s\ req}$ = **930.832** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 150.0 = 1,324.0 mm^2 (Half-Deck)

H 0 @ 0.0 = 0.0 mm^2 (1Cycle)

H 0 @ 0.0 = 0.0 mm^2 (2Cycle)

Σ = **1,324.0** mm^2 **[사용률 = 1.422]** ····· 0.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 840.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 0.25√(f_{ck})/f_y× b × d = 779.4 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 580.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\,min}$ = **840.0** mm^2

$A_{s\,max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = **5,014.2** mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\,max}$ ≥ $A_{s\,use}$ ≥ $A_{s\,min}$ ····· 0.K !!

▪ 휨에 대한 검토

a = A_s × f_y / (β × f_{ck} × b) = 23.076 mm

ΦM$_n$ = 0.85×1,324.0×400.0×(240.0-a/2) = **102.844** kN·m

∴ ΦMn ≥ Mu [사용률 = 1.401] ····· 0.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(2.400) = 77.460 % ≥ 67.0 %

A_s = 930.832 × 67.000 % = 623.657 mm^2

수축 · 온도철근량 = 0.002 · b · h = 580.000 mm^2

∴ $A_{s\,req}$ = **623.657** mm^2

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\,use}$ = H 16 @ 200.0 = 993.0 mm^2

Σ = **993.0** mm^2 [사용률 = 1.592] ····· 0.K !!

② 사용성 검토

탄성계수비 n = Es / Ec = 7.0

$A_{s\,use}$ = H 16 @ 150.0 = 1,324.0 mm^2 (개수 = 6.7 ea)

H 16 @ 0.0 = 0.0 mm^2

H 0 @ 0.0 = 0.0 mm^2

Σ = **1,324.0** mm^2

철근비 ρ = A_s / bd

= 1,324.0 / (1,000.0 × 240.0) = 0.00552

중립축 k = -nρ + √(2nρ + (nρ)^2)

= -0.0386 +√(2×0.0386 + 0.0386²) = 0.24196

중립축 거리 x = k × d = 0.24196 × 240.0 = 58.071

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.242 / 3 = 0.919

철근 응력 f_s = M / (A_s × j × d) + 합성전 철근 응력(f_s)

= 36.05/(1,324.0×0.919×240.0)+49.590 = 123.413 MPa

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 50.0 - 15.9 / 2 = 42.050 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 123.413) - 2.5×42.050 = 532.976 mm

인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

= 300×(210 / 123.413) = 510.481 mm

Min = 510.481 mm

∴ s = 1,000.0 / 6.7ea = **150.0** mm ≤ s_a = **510.5** mm ····· 0.K !!

3.4 중 앙 부 (강도 설계법)

1) 가로보부

(1) 고 정 하 중

철근콘크리트	:	0.240	m	×	25.000	kN/m³	=	6.000 kN/m³
포장콘크리트	:	0.050	m	×	23.500	kN/m³	=	1.175 kN/m³
						Σ	=	7.175 kN/m³

계산지간 L : 2.080 m 바닥판 지점의 수 n : 4

$M_d = (1/10) \cdot Wd \cdot L^2 = (1/10) \times 7.175 \times 2.080^2$ = **3.104** kN/m³ (☞ 도.설 4.7.5.4)

(2) 활 하 중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

- 충 격 계 수 (☞ 도.설.해 2.1.4)

  i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 2.080) = 0.356 > 0.300 i = 0.300

- 작용 모멘트

  MI+i = (2.08+0.6)×96.0/9.6×(1+0.300) = **34.840** kN·m/m (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

  바닥판이 3개 이상의 지점인 경우 계산된 값에 0.8 배를 취한다. (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

  MI+i = 34.840 × 0.8 = **27.872** kN·m/m

(3) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	군중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{CO})	난간충돌하중(M_{CO})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	**3.104**	**27.872**					

(4) 하 중 조 합 (☞ 도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30			1.30	활하중 재하시
CASE 3	"	1.30			1.30		
CASE 4	"	1.00	1.00		1.00	1.00	사용모멘트

(5) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	4.035	59.925			0.000	63.960
CASE 2	"	4.035	36.234			0.000	40.269
CASE 3	"	4.035			0.000		4.035
최대 계수 모멘트							**63.960**
CASE 4	"	3.104	27.872		0.000	0.000	30.976
최대 사용 모멘트							**30.976**

(6) 캔틸레버판 단부 설계 (☞ 도.설.해 4.7.6.4)

① 배치범위 : 도로교설계기준 강교편 바닥판에 배치 범위가 명시되지 않아 콘크리트편 4.7.5.7을 적용하여 캔틸레버판의 고정하중에 대한 지간을 배치 범위로 적용한다.

(7) 바닥판의 최소 두께 (연속판) (☞ 도.설.해 3.6.1.5)

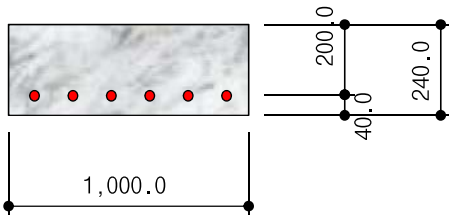
h_{min} = (30 · L + 130) = (30 × 2.080 + 130) = 192.4 mm < 220.0 mm ∴ h_{req} = 220.0 mm

h_{use} = 240.0 mm > h_{req} = 220.0 mm ····· O.K !!

(8) 단 면 검 토

① 중앙부 (내측)

f_{ck}	=	27.0 MPa	f_y	=	400.0 MPa
M_u	=	64.0 kN·m	M	=	31.0 kN·m
b	=	1,000.0 mm	h	=	240.0 mm
β	=	0.85	d'	=	40.0 mm
$Ø_f$	=	0.85	d	=	200.0 mm



▪ 강도 감소계수 ($Ø_f$) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

T = A_s × f_y = 1,324.0 × 400.0 = 529,600.0

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 0.85 × 27.0 × a × 1,000.0 = 22,950.0 a

T = C 이므로, a = 23.076mm

c = 23.076 / β = 23.076 / 0.85 = 27.149 mm

ε_y = f_y / E_s = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

ε_t = 0.003 × (dt − c) / c = 0.003 × (200.0 − 27.149) / 27.149 = 0.0191

ε_t = 0.0191 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

a = A_s × f_y / (β × f_{ck} × b) = 0.017429 A_s ---------- ①

M_u = Φ_f × A_s × f_y × (d − a/2) = 68,000.0 A_s − 170.0 A_s · a ---------- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

63,960,249.6 = −2.962963 A_s^2 + 68,000.0 A_s

∴ $A_{s\ req}$ = **982.668** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2 (1Cycle)

H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2 (2Cycle)

Σ = **1,324.0** mm^2 **[사용률 = 1.347]** ····· O.K !!

▪ 철근량 검토

$A_{s\ min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 700.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 0.25√(f_{ck})/f_y × b × d = 649.5 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 480.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\ min}$ = **700.0** mm^2

$A_{s\ max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = **4,178.5** mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\ max}$ ≥ $A_{s\ use}$ ≥ $A_{s\ min}$ ····· O.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 23.076 mm

ΦM_n = 0.85×1,324.0×400.0×(200.0-a/2) = **84.838** kN·m

∴ **ΦM_n ≥ M_u** **[사용률 = 1.326]** ····· 0.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(2.080) = 83.205 % ≥ 67.0 %

A_s = 982.668 × 67.000 % = 658.387 mm^2

수축·온도철근량 = 0.002 · b · h = 480.000 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = **658.387** mm^2

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 200.0 = 993.0 mm^2

Σ = **993.0** mm^2 **[사용률 = 1.508]** ····· 0.K !!

② 사용성 검토

탄성계수비 n	= Es / Ec	=	7.0		
$A_{s\ use}$	= H 16 @ 300.0	=	662.0	mm^2	(개수 = 6.7 ea)
	H 16 @ 300.0	=	662.0	mm^2	
		Σ =	**1,324.0**	mm^2	
철근비 ρ	= A_s / bd				
	= 1,324.0 / (1,000.0 × 200.0)	=	0.00662		
중립축 k	= $-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$				
	= -0.0463 +√(2×0.0463 + 0.0463²)	=	0.26160		
중립축 거리 x	= k × d = 0.26160 × 200.0	=	52.320		
j	= 1 - k / 3 = 1 - 0.262 / 3	=	0.913		
철근 응력 f_s	= M / (A_s × j × d)				
	= 30.98 / (1,324.0 × 0.913 × 200.0)	=	128.155	MPa	

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 40.0 - 15.9 / 2 = 32.050 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 128.155) - 2.5×32.050 = 534.367 mm

인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

= 300×(210 / 128.155) = 491.593 mm

Min = 491.593 mm

∴ **s** = 1,000.0 / 6.7ea = **150.0 mm** ≤ **s_a** = **491.6 mm** ····· 0.K !!

3.5 내부지점부 주장율검토 (☞ 도.설.해 3.9.2.3)

- 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적에 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다. 이경우 교축방향 철근의 총주변장의 바닥판 콘크리트의 단면적에 대한 비, 즉 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 하면 좋다. 또한 바닥판 작용에 대처하기 위하여 배치된 철근을 교축방향 철근의 일부로 볼 수 있다.
- 철근은 고정하중에 의한 휨모멘트의 부호가 변하는 점을 지나서 바닥판 콘크리트의 압축측에 정착한다.

- 필요 철근량 산정

A_c = 1,000.0 × 240.0 = 240,000.0 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = 240,000.0 × 1.5% = **3,600.0** mm^2

- 사용 철근량

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 100.0 = 2,865.0 mm^2

H 19 @ 100.0 = 2,865.0 mm^2

Σ = **5,730.0** mm^2 **[사용률 = 1.592]** ····· **O.K !!**

- 주장률 검토

사용철근 개수 : 10.000 + 10.000 = 20.00 EA/m

주 장 률 : $\mu = \dfrac{\pi \times D \times n + \pi \times D \times n}{1000 \times t_m}$ > 0.0035 mm/mm^2

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$\mu = \dfrac{\pi \times 19.10 \times 10.00 + \pi \times 19.10 \times 10.00}{1{,}000.00 \times 240.00} = 0.0050$ mm/mm^2

μ = 0.0050 mm/mm^2 > μ_a = 0.0035 mm/mm^2 **O.K.**

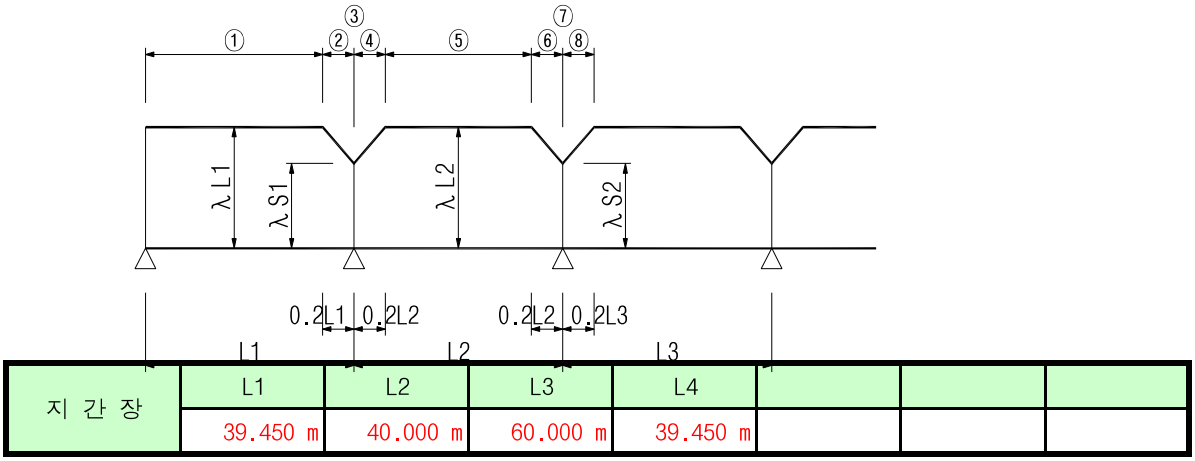
4. 주형의 설계

4.1 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭의 고려하여 단면응력을 검토하도록 하며, 해석 시에는 전단면을 적용한다.

1) 플랜지 유효폭

(☞ 도.설.해 3.8.3.4)



지 간 장	L1	L2	L3	L4			
	39.450 m	40.000 m	60.000 m	39.450 m			

▪ 등가 지간장 산정식

- 연속거더

① λ_{L1}(지간 중앙부) : $l = 0.8 \cdot L_1$

⑤ λ_{L2}(지간 중앙부) : $l = 0.6 \cdot L_2$

③ λ_{S1}(중간지점) : $l = 0.2 \cdot (L_1 + L_2)$

⑦ λ_{S2}(중간지점) : $l = 0.2 \cdot (L_2 + L_3)$

②④⑥⑧ 양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다.

▪ 유효폭 산정식 (☞ 도.설.해 3.8.3.4)

- 지간 중앙부 유효폭 산정식

$b/l < 0.05$, $\lambda = b$

$0.05 < b/l < 0.30$, $\lambda = \{1.1 - 2(b/l)\} \times b$

$b/l > 0.30$, $\lambda = 0.15 \times l$

- 지점부 유효폭 산정식

$b/l < 0.02$, $\lambda = b$

$0.02 < b/l < 0.30$, $\lambda = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)2\} \times b$

$b/l > 0.30$, $\lambda = 0.15 \times l$

- 플랜지 돌출폭

b = 각 위치별 상부플랜지 폭 / 2 를 적용. 단, 상부플랜지 개구부의 경우 b = (상부플랜지 폭 - be)를 적

- 플랜지 유효폭

B = 2 ×((λL or λS) + be). 단, 상부플랜지 개구부의 경우 B = (λL or λS) + be

[G1] (단위 : m)

위치	단면 번호	등가 지간장 (l)	복부간격(2b)		플랜지 돌출폭(be)		b / l		λ_L or λ_S		강재 플랜지 유효폭	
			상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부
C1(P6)	1	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C2	2	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C3	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C4	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C5	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C6	2	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C7	4	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	4	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C8	5	직선변화							1.131	1.131	2.503	2.503
C9(P7)	6	15.890	2.400	2.400	0.120	0.120	0.076	0.076	1.013	1.013	2.266	2.266
C10	6	직선변화							1.130	1.130	2.500	2.500
0.20L	6	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C11	4	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C12	4	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C13	4	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C14	4	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C15	7	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	7	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C16	8	직선변화							1.148	1.148	2.536	2.536
C17(P8)	9	20.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.060	0.060	1.061	1.061	2.362	2.362
C18	8	직선변화							1.119	1.119	2.478	2.478
C19	10	직선변화							1.177	1.177	2.594	2.594
0.20L	10	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
C20	5	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
C21	11	36.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.006	0.033	0.200	1.200	0.640	2.640
C22	12	36.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.033	0.280	1.200	0.400	2.640
C23	12	36.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.033	0.280	1.200	0.400	2.640
C24	13	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
C25	12	36.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.033	0.280	1.200	0.400	2.640
C26	14	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	14	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
C27	15	직선변화							1.177	1.177	2.593	2.593
C28	16	직선변화							1.118	1.118	2.477	2.477
C29(P9)	17	19.890	2.400	2.400	0.120	0.120	0.060	0.060	1.060	1.060	2.360	2.360
C30	16	직선변화							1.149	1.149	2.537	2.537
0.20L	16	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C31	15	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C32	14	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C33	4	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C34	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C35	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C36	2	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C37(A2)	1	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640

[G2] (단위 : m)

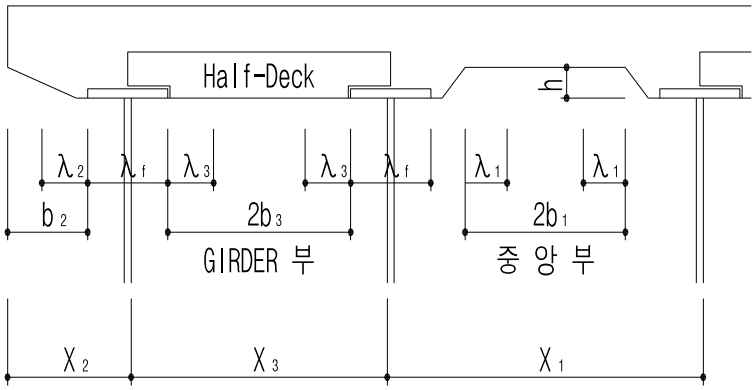
위치	단면 번호	등가 지간장 (l)	복부간격(2b)		플랜지 돌출폭(be)		b / l		λ_L or λ_S		강재 플랜지 유효폭	
			상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부
C1(P6)	1	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C2	2	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C3	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C4	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C5	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C6	2	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C7	4	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	4	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C8	5	직선변화							1.131	1.131	2.503	2.503
C9(P7)	6	15.890	2.400	2.400	0.120	0.120	0.076	0.076	1.013	1.013	2.266	2.266
C10	6	직선변화							1.130	1.130	2.500	2.500
0.20L	6	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C11	4	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C12	4	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C13	4	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C14	4	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C15	7	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	7	24.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.050	0.050	1.200	1.200	2.640	2.640
C16	8	직선변화							1.148	1.148	2.536	2.536
C17(P8)	9	20.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.060	0.060	1.061	1.061	2.362	2.362
C18	8	직선변화							1.119	1.119	2.478	2.478
C19	10	직선변화							1.177	1.177	2.594	2.594
0.20L	10	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
C20	5	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
C21	11	36.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.006	0.033	0.200	1.200	0.640	2.640
C22	12	36.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.033	0.280	1.200	0.400	2.640
C23	12	36.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.033	0.280	1.200	0.400	2.640
C24	13	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
C25	12	36.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.033	0.280	1.200	0.400	2.640
C26	14	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	14	36.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.033	0.033	1.200	1.200	2.640	2.640
C27	15	직선변화							1.177	1.177	2.593	2.593
C28	16	직선변화							1.118	1.118	2.477	2.477
C29(P9)	17	19.890	2.400	2.400	0.120	0.120	0.060	0.060	1.060	1.060	2.360	2.360
C30	16	직선변화							1.149	1.149	2.537	2.537
0.20L	16	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C31	15	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C32	14	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C33	4	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C34	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C35	3	31.560	0.400	2.400	0.120	0.120	0.009	0.038	0.280	1.200	0.400	2.640
C36	2	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640
C37(A2)	1	31.560	2.400	2.400	0.120	0.120	0.038	0.038	1.200	1.200	2.640	2.640

2) 바닥판 유효폭 (☞ 도.설.해 3.8.3.4, 3.9.2.4)

바닥판의 유효폭의 계산은 플랜지의 유효폭 계산 규정에 의하고, λ와 b는 아래 그림과 같이 한다.

이 경우 수평에 대한 헌치의 경사는 도.설.해 3.6.1.10의 규정에 의하지만 계산상에는 45° 로 취급한다.

(1) 좌측 캔틸레버부 (G1)



X1 : 인접 거더의 복부 사이의 간격

X2 : 외측거더복부에서 캔틸레버 끝단거리

X3 : 거더 내측 거리

h : 헌치 높이

be : 복부판내측에서 상부플랜지 끝단거리

2b1 = X1 - 2(be + h)

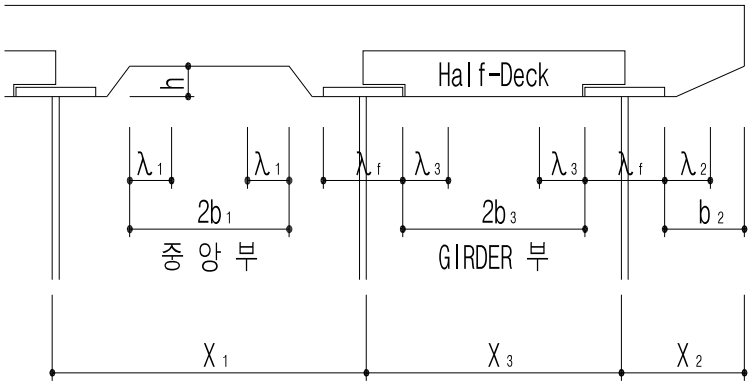
b2 = X2 - be

2b3 = X3 - 2be

[G1] (단위 : m)

위치	단면 번호	등가 지간 장	플랜지 유효	헌치 높이 (h)	X_1	X_2	X_3	플랜지 돌출	b_1 / l	b_2 / l	b_3 / l	λ_1	λ_2	λ_3	B
C1(P6)	1	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C2	2	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C3	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.029	0.028	0.034	0.930	0.880	0.920	4.500
C4	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.029	0.028	0.034	0.930	0.880	0.920	4.500
C5	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.029	0.028	0.034	0.930	0.880	0.920	4.500
C6	2	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C7	4	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
0.20L	4	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C8	5	직선변화										0.892	0.847	0.000	4.291
C9(P7)	6	15.890	2.266	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.059	0.055	0.000	0.826	0.789	0.000	3.931
C10	6	직선변화										0.891	0.846	0.000	4.286
0.20L	6	24.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.039	0.037	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C11	4	24.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.039	0.037	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C12	4	24.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.039	0.037	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C13	4	24.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.039	0.037	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C14	4	24.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.039	0.037	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C15	7	24.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.039	0.037	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
0.20L	7	24.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.039	0.037	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C16	8	직선변화										0.902	0.856	0.000	4.344
C17(P8)	9	20.000	2.362	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.047	0.044	0.000	0.856	0.817	0.000	4.085
C18	8	직선변화										0.887	0.843	0.000	4.258
C19	10	직선변화										0.918	0.869	0.000	4.431
0.20L	10	36.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.024	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C20	5	36.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.024	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C21	11	36.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.024	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C22	12	36.000	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.024	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C23	12	36.000	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.024	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C24	13	36.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.024	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C25	12	36.000	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.024	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C26	14	36.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.024	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
0.20L	14	36.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.024	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C27	15	직선변화										0.918	0.869	0.000	4.430
C28	16	직선변화										0.887	0.843	0.000	4.256
C29(P9)	17	19.890	2.360	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.047	0.044	0.000	0.856	0.816	0.000	4.082
C30	16	직선변화										0.903	0.857	0.000	4.347
0.20L	16	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C31	15	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C32	14	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C33	4	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C34	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.029	0.028	0.034	0.930	0.880	0.920	4.500
C35	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.029	0.028	0.034	0.930	0.880	0.920	4.500
C36	2	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C37(A2)	1	31.560	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.029	0.028	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500

(2) 우측 캔틸레버부 (G2)



X1 : 인접 거더의 복부 사이의 간격

X2 : 외측거더복부에서 캔틸레버 끝단거리

X3 : 거더 내측 거리

h : 헌치 높이

be : 복부판내측에서 상부플랜지 끝단거리

2b1 = X1 - 2(be + h)

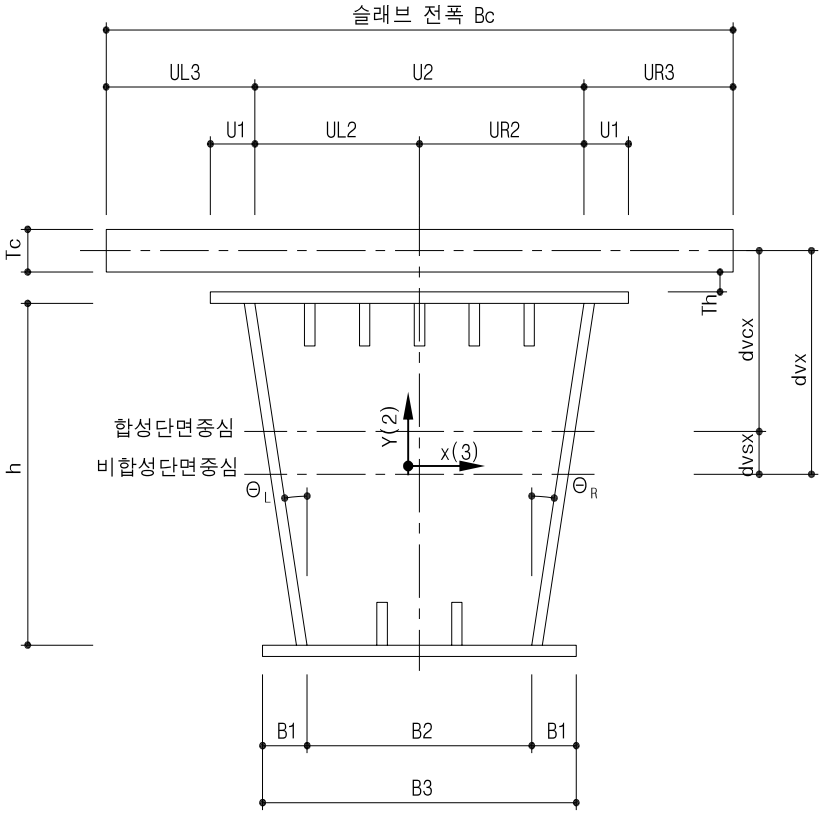
b2 = X2 - be

2b3 = X3 - 2be

[G2] (단위 : m)

위치	단면 번호	등가 지간 장	플랜지 유효	헌치 높이 (h)	X_1	X_2	X_3	플랜지 돌출	b_1 / l	b_2 / l	b_3 / l	λ_1	λ_2	λ_3	B
C1(P6)	1	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C2	2	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C3	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.029	0.033	0.034	0.930	1.050	0.920	4.670
C4	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.029	0.033	0.034	0.930	1.050	0.920	4.670
C5	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.029	0.033	0.034	0.930	1.050	0.920	4.670
C6	2	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C7	4	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
0.20L	4	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C8	5	직선변화										0.892	0.999	0.000	4.444
C9(P7)	6	15.890	2.266	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.059	0.066	0.000	0.826	0.912	0.000	4.053
C10	6	직선변화										0.891	0.998	0.000	4.439
0.20L	6	24.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.039	0.044	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C11	4	24.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.039	0.044	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C12	4	24.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.039	0.044	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C13	4	24.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.039	0.044	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C14	4	24.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.039	0.044	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C15	7	24.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.039	0.044	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
0.20L	7	24.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.039	0.044	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C16	8	직선변화										0.902	1.012	0.000	4.501
C17(P8)	9	20.000	2.362	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.047	0.053	0.000	0.856	0.950	0.000	4.218
C18	8	직선변화										0.887	0.991	0.000	4.406
C19	10	직선변화										0.918	1.033	0.000	4.595
0.20L	10	36.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.029	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C20	5	36.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.029	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C21	11	36.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.029	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C22	12	36.000	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.029	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C23	12	36.000	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.029	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C24	13	36.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.029	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C25	12	36.000	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.029	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C26	14	36.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.029	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
0.20L	14	36.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.029	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C27	15	직선변화										0.918	1.033	0.000	4.594
C28	16	직선변화										0.887	0.991	0.000	4.404
C29(P9)	17	19.890	2.360	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.047	0.053	0.000	0.856	0.949	0.000	4.215
C30	16	직선변화										0.903	1.013	0.000	4.503
0.20L	16	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C31	15	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C32	14	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C33	4	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C34	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.029	0.033	0.034	0.930	1.050	0.920	4.670
C35	3	31.560	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.029	0.033	0.034	0.930	1.050	0.920	4.670
C36	2	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C37(A2)	1	31.560	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.029	0.033	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670

4.2 단 면 가 정(합성전)



주형의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우에는 정부모멘트에 관계없이 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려한다. (☞ 도.설 3.9.1.2)

Bc : 바닥판 콘크리트의 폭

Bh : Half-deck 콘크리트의 폭

Tc : 바닥판 콘크리트의 두께

Tc1 : Half-deck 콘크리트의 두께

Th : 바닥판 콘크리트의 헌치 높이

N : 강재와 콘크리트의 탄성계수비 ($N = E_s / E_c$)

Ac : 바닥판 콘크리트의 단면적

Ach : Half-deck 콘크리트의 단면적

Av : 합성후 (강재 + Half-Deck + 바닥판 콘크리트)의 환산 단면적

Avh : 합성전 (강재 + Half-deck 콘크리트)의 환산 단면적

$I_{cx(y)}$: 2축(3축) 방향 바닥판 콘크리트의 단면 2차 모멘트

$I_{cxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 Half-deck 콘크리트의 단면 2차 모멘트

$d_{vx(y)}$: 2축(3축) 방향 강재단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{vxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 강재단면 도심에서 Half-deck 도심까지의 거리

$d_{vcx(y)}$: 2축(3축) 방향 합성후 합성단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{vcxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 합성전 합성단면 도심에서 Half-deck 도심까지의 거리

$d_{vsx(y)}$: 2축(3축) 방향 합성단면 도심에서 강재단면 도심까지의 거리
(합성전 및 합성후 단면에서의 도심축 이동량)

$d_{vsxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 합성단면 도심에서 강재단면 도심까지의 거리
(합성전 및 2차 합성후 단면에서의 도심축 이동량)

I_{33} : 합성전 강재단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

I_{22} : 합성전 강재단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

I_{v33} : 합성후 단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

I_{v33h} : 합성전 단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

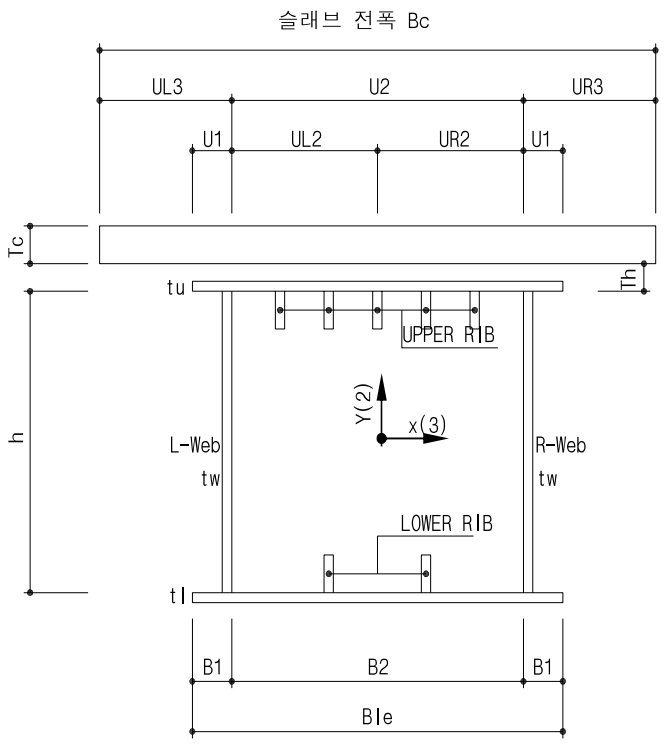
I_{v22} : 합성후 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

I_{v22h} : 합성전 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

Θ_L : 좌측 복부판과 연직선이 이루는 각도

Θ_R : 우측 복부판과 연직선이 이루는 각도

◎ FRAME SECTION NAME 1 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	440.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,600.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	806.0	2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	725.0	6.525E+06	4.731E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-725.0	-2.610E+06	1.892E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-806.0	-2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
합 계		114,360.0	-	3.915E+06	4.778E+10	8.216E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	0.0	0.000E+00	2.880E+09	1.080E+05
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-1,206.0	-2.316E+07	2.793E+10	2.304E+05
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	1,206.0	2.316E+07	2.793E+10	2.304E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		114,360.0	-	0.000E+00	5.931E+10	3.680E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 47,783,811,960.0 + 8,216,385,320.0 = 5.600E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = 3,915,000.0 / 114,360.0 = 34.2 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 56,000,197,280.0 - 114,360.0 × 34.2² = 5.587E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 59,306,342,400.0 + 36,800,100,000.0 = 9.611E+10 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 114,360.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 96,106,442,400.0 - 114,360.0 × 0.0² = 9.611E+10 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,600.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,612.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,612.0 = 3.888E+06 ㎜^{2}

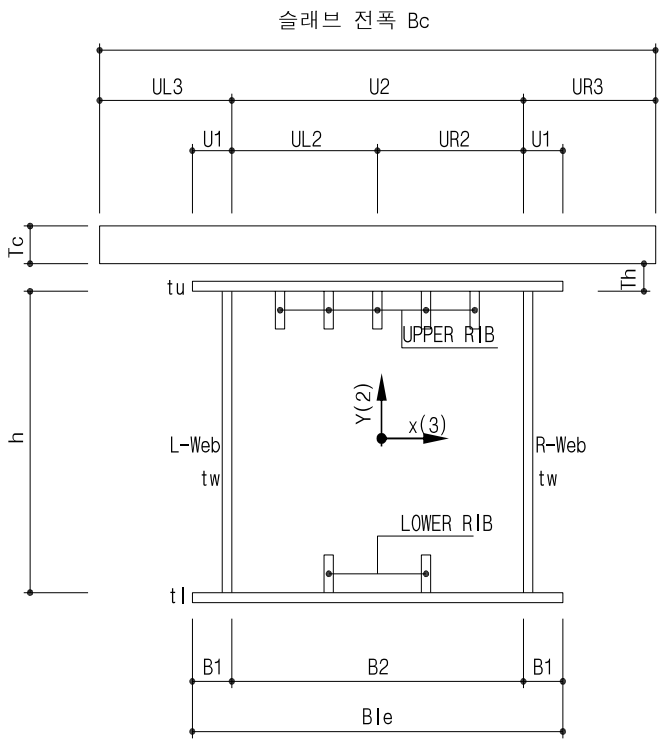
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 3,888,144.0^2 / \{(1,612.0 + 1,612.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 12.0 \}$ = 9.016E+10 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 2 < G1 >



Bc =	4,500.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	1,100.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	240.0	mm
Th =	50.0	mm
h =	1,800.0	mm
n =	7.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	825.0	7.425E+06	6.126E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		119,160.0	-	4.455E+06	6.058E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	0.0	0.000E+00	2.880E+09	1.080E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		119,160.0	-	0.000E+00	6.629E+10	3.680E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 60,584,043,960.0 + 11,688,385,320.0 = 7.227E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = 4,455,000.0 / 119,160.0 = 37.4 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 72,272,429,280.0 - 119,160.0 × 37.4² = 7.211E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 66,287,635,200.0 + 36,800,157,600.0 = 1.031E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 119,160.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 103,087,792,800.0 - 119,160.0 × 0.0² = 1.031E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,812.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,812.0 = 4.371E+06 ㎜^{2}

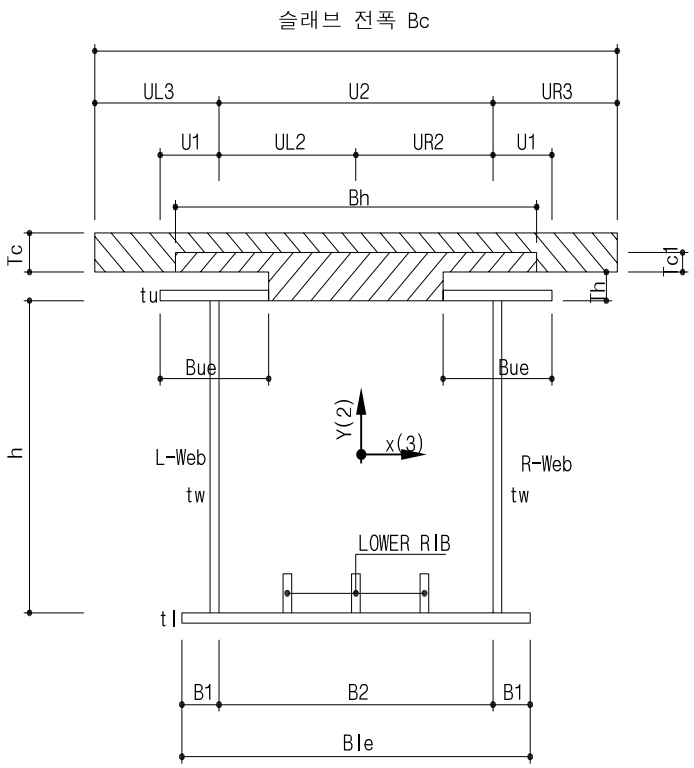
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,370,544.0^2 / \{(1,812.0 + 1,812.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 12.0 \}$ = 1.085E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 3 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	400.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
n_h	=	6.2	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		88,080.0	-	-2.297E+07	3.633E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	-1,120.0	-5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	1,120.0	5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		88,080.0	-	0.000E+00	7.545E+10	1.853E+10

① 합성전 단면 (Steel + Half-Deck)

A_{ch} = (Bh×Tc1) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th

= (2,500.0×90.0) + {2,400.0 - (400.0-120.0)×2} × 50.0 = 3.170E+05 mm^2

A_{vh} = ∑As + Ach / n_h = 88,080.0 + 317,000.0 / 6.2 = 1.392E+05 mm^2

- X(3)축 방향

I_x' = $\sum A_s Y^2$ + $\sum I_{xo}$ = 36,334,360,080.0 + 11,671,245,360.0 = 4.801E+10 mm^4

δ_y = $\sum A_s Y$ / $\sum A_s$ = -22,974,480.0 / 88,080.0 = -260.8 mm

I_{33} = I_x' - $\sum A_s \times \delta_y^2$ = 48,005,605,440.0 - 88,080.0 × -260.8² = 4.201E+10 mm^4

I_{cxh} = (Bh×$Tc1^3$ / 12) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th^3 / 12

+ (Bh×Tc1) × (Th+Tc1/2)² + {U2-(U3-U1)×2} × Th × (Th/2)²

- Ach×(dvxh - h/2 + δ_y)²

= (2,500.0×90.0³ /12) + {2,400.0-(400.0-120.0)×2}×50.0³ /12

+ (2,400.0×90.0) × (50.0+90.0/2)² + {2,400.0-(400.0-120.0×2} × 50.0 × (50.0/2)²

- 317,000.0×(1,235.5 - 1,800.0/2 + -260.8)² = 4.910E+08 mm^4

d_{vxh} = h/2-δ_y+[(Bh×Tc1)×(Th+Tc1/2)+{U2-(U3-U1)×2}×(Th^2/2)]/Ach

= 1,800.0/2 - (-260.8) + [(2,500.0 × 90.0) × (50.0 + 90.0/2) +

{2,400.0 - (400.0 - 120.0)×2} × (50.0² /2)] / 317,000.0 = 1,235.5 mm

d_{vcxh} = d_{vxh} · ∑As / Avh = 1,235.5 × 88,080.0 / 139,209.0 = 781.7 mm

d_{vsxh} = d_{vxh} - d_{vcxh} = 1,235.5 - 781.7 = 453.8 mm

I_{v33h} = I_{33} + I_{cxh} / n_h + $\sum As \cdot d_{vsxh}^2$ + Ach / $n_h \cdot d_{vcxh}^2$

= 42,013,022,205.8 + 491,010,120.9 / 6.2 + 88,080.0 × 453.8²

+ 317,000.0 / 6.2 × 781.7² = 9.148E+10 mm^4

- Y(2)축 방향

I_y' = $\sum A_s X^2$ + $\sum I_{yo}$ = 75,449,875,200.0 + 18,528,305,600.0 = 9.398E+10 mm^4

δ_x = $\sum A_s X$ / $\sum A_s$ = 0.0 / 88,080.0 = 0.0 mm

I_{22} = I_y' - $\sum A_s \times \delta_x^2$ = 93,978,180,800.0 - 88,080.0 × 0.0² = 9.398E+10 mm^4

I_{cyh} = (Tc1×Bh^3 / 12) + Th × {U2 - (U3-U1)×2}³ / 12

= (90.0×2,500.0³ /12) + 50.0×{2,400.0-(400.0-120.0)×2}³ /12 = 1.431E+11 mm^4

d_{vyh} = UR2 + (Bh - UL2 - UR2) / 2 - δ_x - Bh/2

= 1,200.0 + 50.0 - 0.0 - 2,500.0 / 2 = 0.0 mm

d_{vcyh} = d_{vyh} · ∑As / Avh = 0.0 × 88,080.0 / 139,209.0 = 0.0 mm

d_{vsyh} = d_{vyh} - d_{vcyh} = 0.0 - 0.0 = 0.0 mm

I_{v22h} = I_{22} + I_{cyh} / n_h + $\sum As \cdot d_{vsyh}^2$ + Ach / $n_h \cdot d_{vcyh}^2$

= 93,978,180,800.0 + 143,143,766,666.7 / 6.2 + 88,080.0 × 0.0²

+ 317,000.0 / 6.2 × 0.0² = 1.171E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

※ 합성전 단면의 K값 산정시 Half-Deck Con'c의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

Half-Deck Con'c의 강도 = f_{ckh} = 50.0 MPa

강재의 전단 탄성계수 = = 7.900E+04 MPa

Half-Deck의 전단 탄성계수 = G_h = 3.290E+04 / (2 (1 + 0.167)) = 1.410E+04 MPa

Half-Deck의 환산두께 = t_{hu} = 140.0 × 1.410E+04 / 7.900E+04 = 25.0 mm

Bu = U2 + tw /2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw /2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + t_{hu}/2 + tl/2 = 1,800.0 + 25.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.5 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

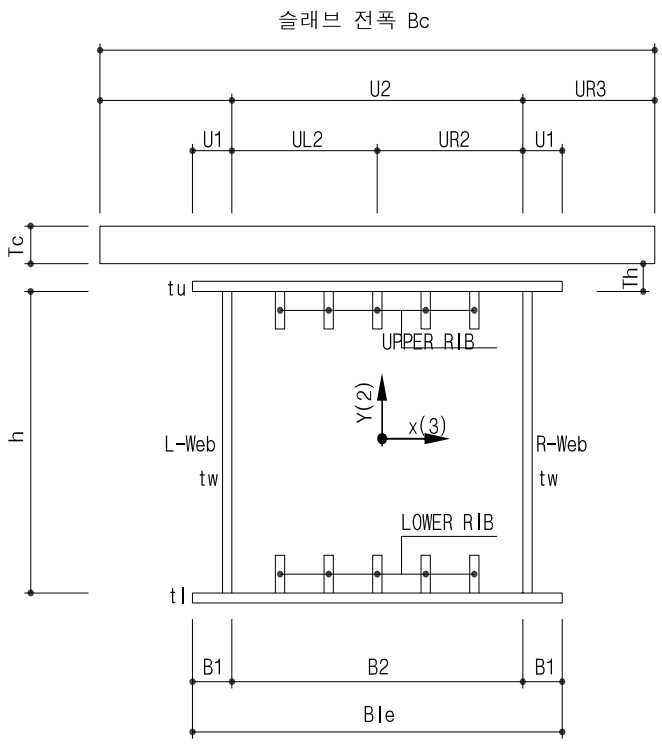
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R)/tw + Bu/t_{hu} + Bl/tl\}$

$= 4 \times 4{,}386{,}208.6^2 / \{(1{,}818.5 + 1{,}818.5) / 12.0 + 2{,}412.0 / 25.0$

$+ 2{,}412.0 / 12.0 \}$ = 1.281E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 4 < G1 >



Bc =	4,500.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	1,100.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	240.0	mm
Th =	50.0	mm
h =	1,800.0	mm
n =	7.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		127,560.0	-	0.000E+00	6.955E+10	3.680E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 66,301,293,960.0 + 11,704,135,320.0 = 7.801E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.0 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 78,005,429,280.0 - 127,560.0 × 0.0² = 7.801E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 69,551,635,200.0 + 36,800,349,400.0 = 1.064E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 106,351,984,600.0 - 127,560.0 × 0.0² = 1.064E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,812.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,812.0 = 4.371E+06 ㎜^{2}

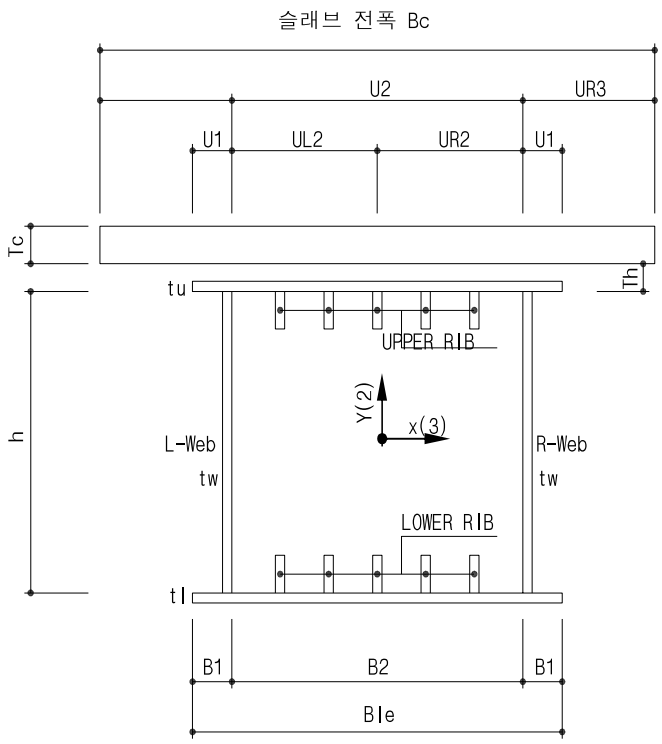
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,370,544.0² / {(1,812.0 + 1,812.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.085E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 5 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-907.0	-3.352E+07	3.041E+10	6.037E+05
합 계		132,840.0	-	-4.821E+06	7.070E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		132,840.0	-	0.000E+00	6.955E+10	3.987E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 70,702,316,520.0 + 11,704,358,840.0 = 8.241E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -4,820,640.0 / 132,840.0 = -36.3 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 82,406,675,360.0 - 132,840.0 × -36.3^2 = 8.223E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 69,551,635,200.0 + 39,866,973,400.0 = 1.094E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 132,840.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 109,418,608,600.0 - 132,840.0 × 0.0^2 = 1.094E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 12.0 / 2 + 14.0 / 2 = 1,813.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,813.0 = 4.373E+06 ㎜^{2}

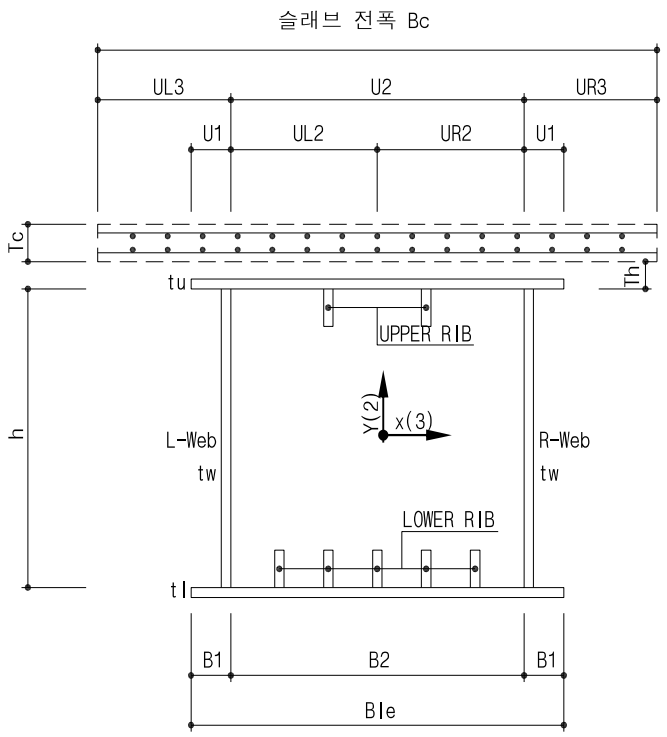
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,372,956.0^2 / \{(1,813.0 + 1,813.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 14.0 \}$ = 1.132E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 6 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	825.0	3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-907.0	-3.352E+07	3.041E+10	6.037E+05
합 계		126,540.0	-	-1.002E+07	6.641E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		126,540.0	-	0.000E+00	6.686E+10	3.987E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 66,414,379,020.0 + 11,692,546,340.0 = 7.811E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -10,018,140.0 / 126,540.0 = -79.2 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 78,106,925,360.0 - 126,540.0 × -79.2^2 = 7.731E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 66,863,635,200.0 + 39,866,870,500.0 = 1.067E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 126,540.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 106,730,505,700.0 - 126,540.0 × 0.0^2 = 1.067E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 12.0 / 2 + 14.0 / 2 = 1,813.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,813.0 = 4.373E+06 ㎜^{2}

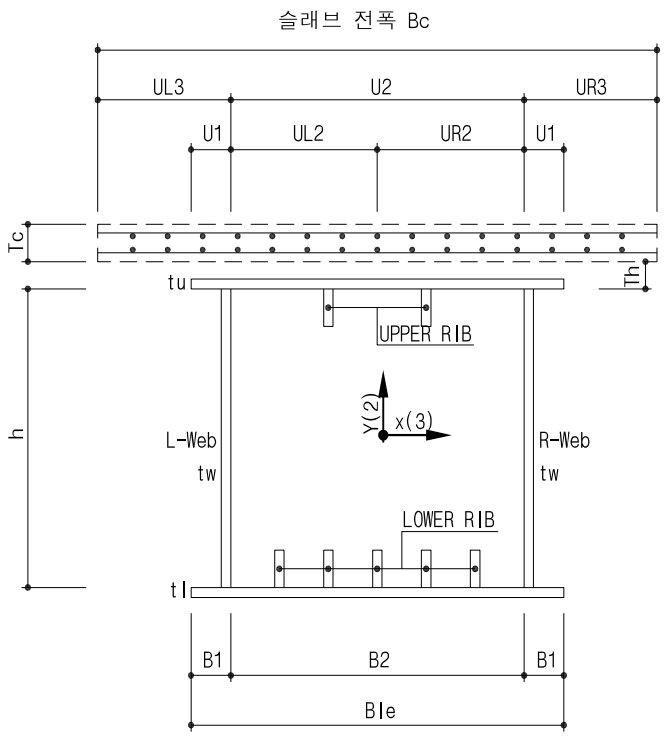
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,372,956.0^2 / \{(1,813.0 + 1,813.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 14.0 \}$ = 1.132E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 7 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	856.5	3.597E+06	3.081E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-938.5	-3.469E+07	3.255E+10	6.037E+05
합 계		128,052.0	-	-1.038E+07	7.118E+10	1.296E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		128,052.0	-	0.000E+00	6.906E+10	3.987E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 71,181,268,035.0 + 12,960,631,634.0 = 8.414E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -10,382,910.0 / 128,052.0 = -81.1 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 84,141,899,669.0 - 128,052.0 × -81.1^2 = 8.330E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 69,062,742,432.0 + 39,866,888,644.0 = 1.089E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 128,052.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 108,929,631,076.0 - 128,052.0 × 0.0^2 = 1.089E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 12.0 / 2 + 14.0 / 2 = 1,876.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,876.0 = 4.525E+06 ㎜^{2}

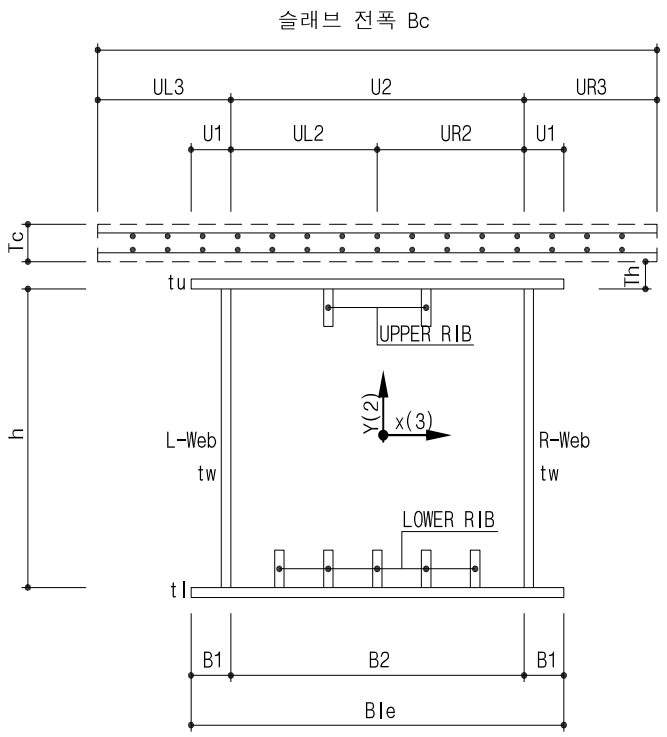
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,524,912.0^2 / \{(1,876.0 + 1,876.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 14.0 \}$ = 1.194E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 8 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,142.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,077.0	3.412E+07	3.675E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	996.0	4.183E+06	4.166E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-996.0	-1.046E+07	1.042E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,079.0	-4.558E+07	4.918E+10	9.011E+05
합 계		140,028.0	-	-1.773E+07	1.005E+11	1.968E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-1,206.0	-3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	1,206.0	3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		140,028.0	-	0.000E+00	7.880E+10	4.293E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 100,506,725,760.0 + 19,684,538,356.0 = 1.202E+11 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -17,732,400.0 / 140,028.0 = -126.6 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 120,191,264,116.0 - 140,028.0 × -126.6² = 1.179E+11 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 78,801,645,888.0 + 42,933,592,996.0 = 1.217E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 140,028.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 121,735,238,884.0 - 140,028.0 × 0.0² = 1.217E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 2,142.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,156.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,156.0 = 5.200E+06 ㎜^{2}

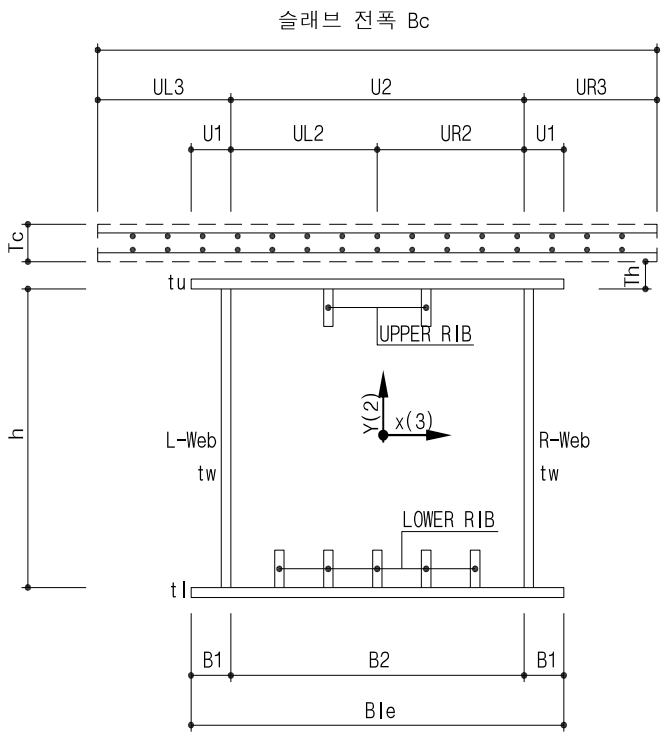
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,200,272.0² / {(2,156.0 + 2,156.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.521E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 9 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,500.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,256.0	3.979E+07	4.998E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,175.0	4.935E+06	5.799E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,175.0	-1.234E+07	1.450E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,258.0	-5.314E+07	6.685E+10	9.011E+05
합 계		158,620.0	-	-2.075E+07	1.371E+11	3.649E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-1,207.0	-4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	1,207.0	4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		158,620.0	-	0.000E+00	1.060E+11	4.293E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 137,119,031,340.0 + 36,487,177,113.3 = 1.736E+11 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -20,750,340.0 / 158,620.0 = -130.8 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 173,606,208,453.3 - 158,620.0 × -130.8² = 1.709E+11 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 106,011,430,000.0 + 42,934,119,433.3 = 1.489E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 158,620.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 148,945,549,433.3 - 158,620.0 × 0.0² = 1.489E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw /2 × 2ea = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0 ㎜

Bl = B2 + tw /2 × 2ea = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0 ㎜

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,500.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,514.0 ㎜

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 × 2,514.0 = 6.069E+06 ㎜^{2}

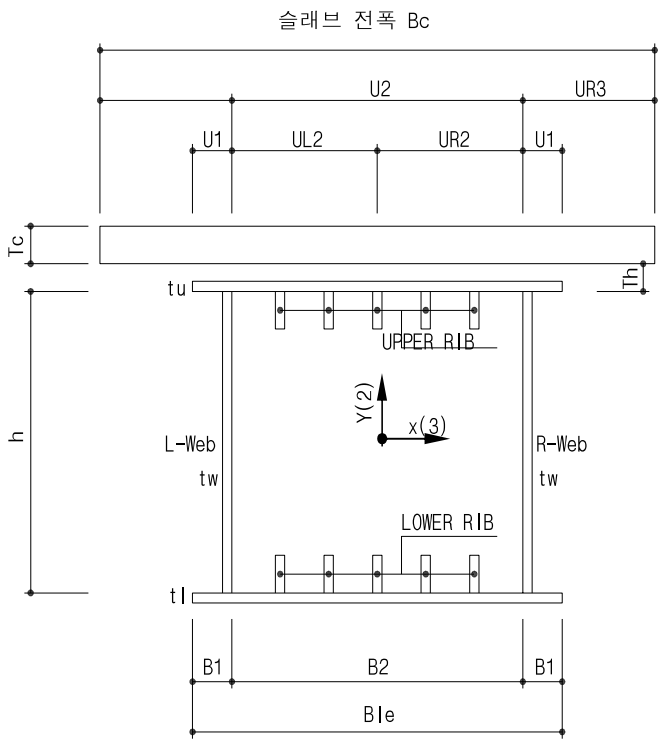
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 6,068,796.0² / {(2,514.0 + 2,514.0) / 14.0 + 2,414.0 / 12.0

+ 2,414.0 / 16.0 } = 2.071E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 10 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	856.5	8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-938.5	-3.469E+07	3.255E+10	6.037E+05
합 계		134,352.0	-	-4.987E+06	7.580E+10	1.297E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		134,352.0	-	0.000E+00	7.175E+10	3.987E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 75,802,899,210.0 + 12,972,444,134.0 = 8.878E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -4,986,960.0 / 134,352.0 = -37.1 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 88,775,343,344.0 - 134,352.0 × -37.1² = 8.859E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 71,750,742,432.0 + 39,866,991,544.0 = 1.116E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 134,352.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 111,617,733,976.0 - 134,352.0 × 0.0² = 1.116E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 12.0 / 2 + 14.0 / 2 = 1,876.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,876.0 = 4.525E+06 ㎜^{2}

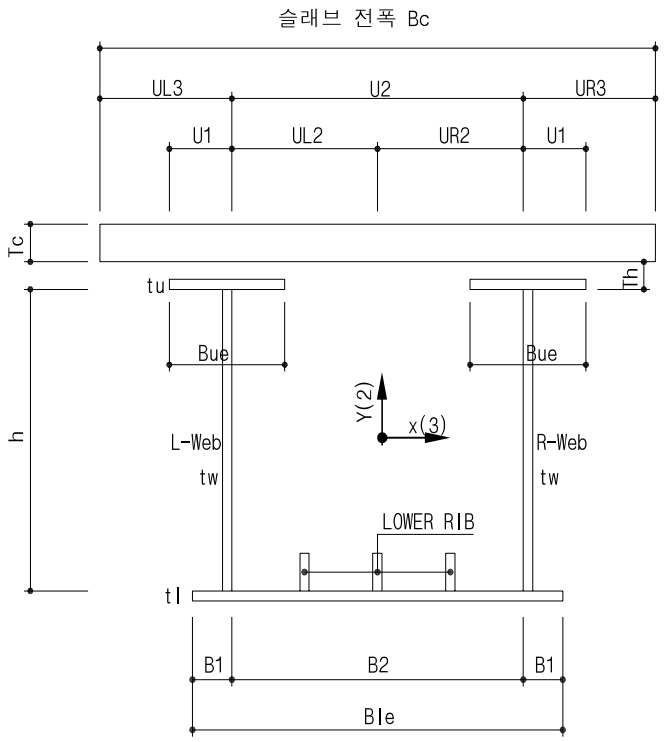
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,524,912.0^2 / \{(1,876.0 + 1,876.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 14.0 \}$ = 1.194E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 11 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		110,760.0	-	-3.465E+06	5.487E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		110,760.0	-	0.000E+00	6.350E+10	3.680E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 54,866,793,960.0 + 11,672,635,320.0 = 6.654E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -3,465,000.0 / 110,760.0 = -31.3 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 66,539,429,280.0 - 110,760.0 × -31.3^2 = 6.643E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 63,503,635,200.0 + 36,800,075,000.0 = 1.003E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 110,760.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 100,303,710,200.0 - 110,760.0 × 0.0^2 = 1.003E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,812.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,812.0 = 4.371E+06 ㎜^{2}

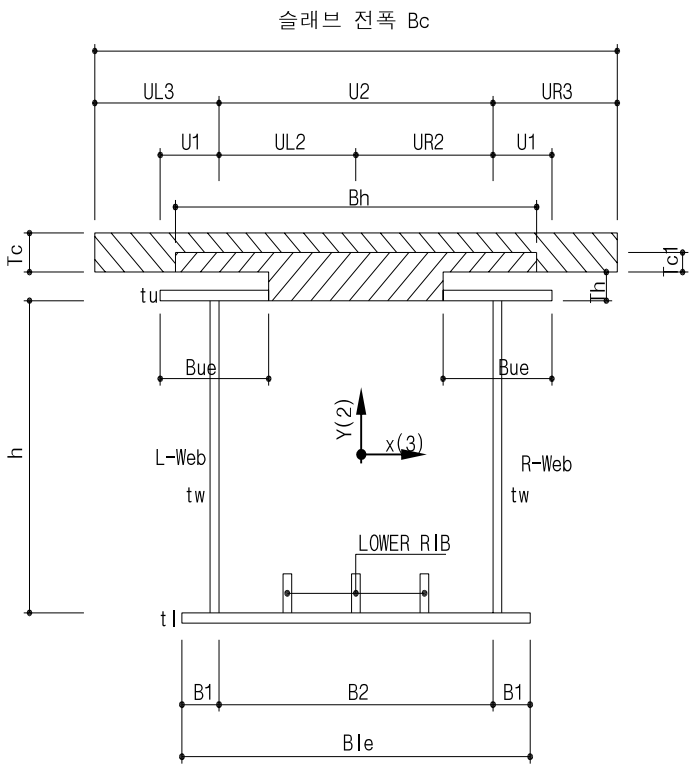
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,370,544.0^2 / \{(1,812.0 + 1,812.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 12.0 \}$ = 1.085E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 12 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	400.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
n_h	=	6.2	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		88,680.0	-	-2.347E+07	3.674E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	-1,120.0	-5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	1,120.0	5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		88,680.0	-	0.000E+00	7.555E+10	1.853E+10

① 합성전 단면 (Steel + Half-Deck)

A_{ch} = (Bh×Tc1) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th

= (2,500.0×90.0) + {2,400.0 - (400.0-120.0)×2} × 50.0 = 3.170E+05 mm^2

A_{vh} = ∑As + Ach / n_h = 88,680.0 + 317,000.0 / 6.2 = 1.398E+05 mm^2

- X(3)축 방향

I_x' = $\sum A_s Y^2$ + $\sum I_{xo}$ = 36,742,735,080.0 + 11,672,370,360.0 = 4.842E+10 mm^4

δ_y = $\sum A_s Y$ / $\sum A_s$ = -23,469,480.0 / 88,680.0 = -264.7 mm

I_{33} = I_x' - $\sum A_s \times \delta_y^2$ = 48,415,105,440.0 - 88,680.0 × -264.7^2 = 4.220E+10 mm^4

I_{cxh} = (Bh×$Tc1^3$ / 12) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th^3 / 12

+ (Bh×Tc1) × $(Th+Tc1/2)^2$ + {U2-(U3-U1)×2} × Th × $(Th/2)^2$

- Ach×$(dvxh - h/2 + \delta_y)^2$

= (2,500.0×90.0^3 /12) + {2,400.0-(400.0-120.0)×2}×50.0^3 /12

+ (2,400.0×90.0) × $(50.0+90.0/2)^2$ + {2,400.0-(400.0-120.0×2} × 50.0 × $(50.0/2)^2$

- 317,000.0×$(1,239.3 - 1,800.0/2 + -264.7)^2$ = 4.910E+08 mm^4

d_{vxh} = h/2-δ_y+[(Bh×Tc1)×(Th+Tc1/2)+{U2-(U3-U1)×2}×(Th^2/2)]/Ach

= 1,800.0/2 - (-264.7) + [(2,500.0 × 90.0) × (50.0 + 90.0/2) +

{2,400.0 - (400.0 - 120.0)×2} × (50.0^2 /2)] / 317,000.0 = 1,239.3 mm

d_{vcxh} = d_{vxh} · ∑As / Avh = 1,239.3 × 88,680.0 / 139,809.0 = 786.1 mm

d_{vsxh} = d_{vxh} - d_{vcxh} = 1,239.3 - 786.1 = 453.2 mm

I_{v33h} = I_{33} + I_{cxh} / n_h + $\sum As \cdot d_{vsxh}^2$ + Ach / $n_h \cdot d_{vcxh}^2$

= 42,203,823,398.2 + 491,010,120.9 / 6.2 + 88,680.0 × 453.2^2

+ 317,000.0 / 6.2 × 786.1^2 = 9.210E+10 mm^4

- Y(2)축 방향

I_y' = $\sum A_s X^2$ + $\sum I_{yo}$ = 75,545,875,200.0 + 18,528,331,000.0 = 9.407E+10 mm^4

δ_x = $\sum A_s X$ / $\sum A_s$ = 0.0 / 88,680.0 = 0.0 mm

I_{22} = I_y' - $\sum A_s \times \delta_x^2$ = 94,074,206,200.0 - 88,680.0 × 0.0^2 = 9.407E+10 mm^4

I_{cyh} = (Tc1×Bh^3 / 12) + Th × {U2 - (U3-U1)×2}^{3} / 12

= (90.0×$2,500.0^3$ /12) + 50.0×{2,400.0-(400.0-120.0)×2}^{3} /12 = 1.431E+11 mm^4

d_{vyh} = UR2 + (Bh - UL2 - UR2) / 2 - δ_x - Bh/2

= 1,200.0 + 50.0 - 0.0 - 2,500.0 / 2 = 0.0 mm

d_{vcyh} = d_{vyh} · ∑As / Avh = 0.0 × 88,680.0 / 139,809.0 = 0.0 mm

d_{vsyh} = d_{vyh} - d_{vcyh} = 0.0 - 0.0 = 0.0 mm

I_{v22h} = I_{22} + I_{cyh} / n_h + $\sum As \cdot d_{vsyh}^2$ + Ach / $n_h \cdot d_{vcyh}^2$

= 94,074,206,200.0 + 143,143,766,666.7 / 6.2 + 88,680.0 × 0.0^2

+ 317,000.0 / 6.2 × 0.0^2 = 1.172E+11 mm^4

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

※ 합성전 단면의 K값 산정시 Half-Deck Con'c의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

Half-Deck Con'c의 강도 = f_{ckh} = 50.0 MPa

강재의 전단 탄성계수 = = 7.900E+04 MPa

Half-Deck의 전단 탄성계수 = G_h = 3.290E+04 / (2 (1 + 0.167)) = 1.410E+04 MPa

Half-Deck의 환산두께 = t_{hu} = 140.0 × 1.410E+04 / 7.900E+04 = 25.0 mm

Bu = U2 + tw /2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

Bl = B2 + tw /2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

H = h + t_{hu}/2 + tl/2 = 1,800.0 + 25.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.5 mm

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

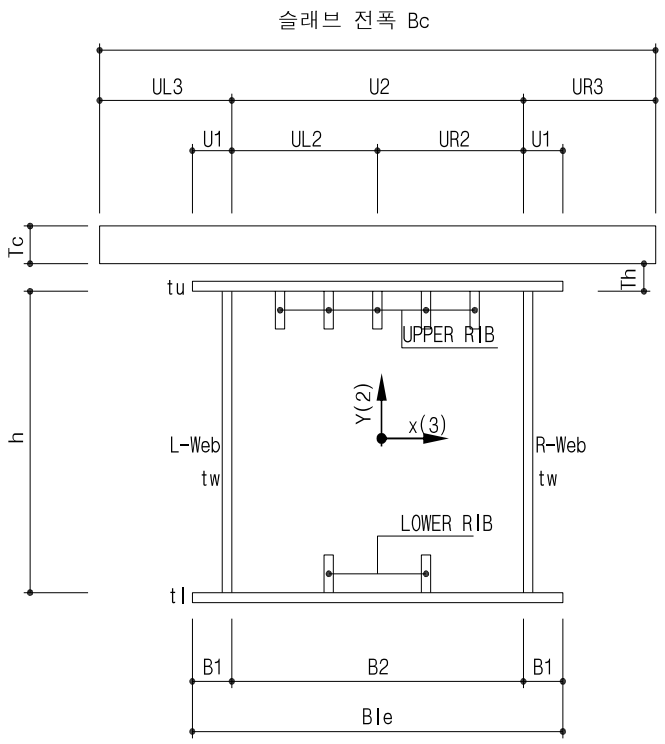
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R)/tw + Bu/t_{hu} + Bl/tl\}$

$= 4 \times 4{,}386{,}208.6^2 / \{(1{,}818.5 + 1{,}818.5) / 12.0 + 2{,}412.0 / 25.0$

$+ 2{,}412.0 / 12.0 \}$ = 1.281E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 13 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		121,260.0	-	5.198E+06	6.201E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		121,260.0	-	0.000E+00	6.686E+10	3.680E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 62,013,356,460.0 + 11,692,322,820.0 = 7.371E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = 5,197,500.0 / 121,260.0 = 42.9 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 73,705,679,280.0 - 121,260.0 × 42.9² = 7.348E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 66,863,635,200.0 + 36,800,246,500.0 = 1.037E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 121,260.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 103,663,881,700.0 - 121,260.0 × 0.0² = 1.037E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,812.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,812.0 = 4.371E+06 ㎜^{2}

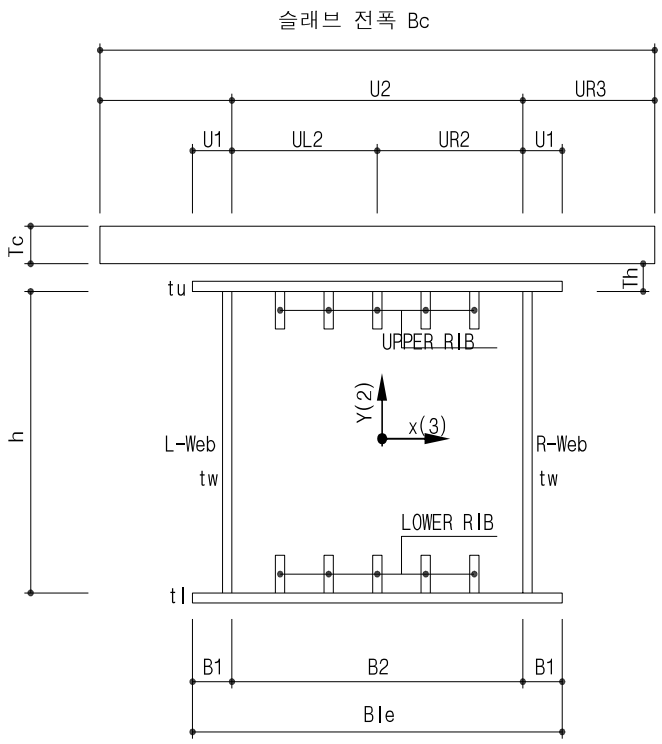
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,370,544.0^2 / \{(1,812.0 + 1,812.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 12.0 \}$ = 1.085E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 14 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-908.0	-3.835E+07	3.483E+10	9.011E+05
합 계		138,120.0	-	-9.652E+06	7.512E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		138,120.0	-	0.000E+00	6.955E+10	4.293E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 75,122,568,840.0 + 11,704,656,280.0 = 8.683E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -9,651,840.0 / 138,120.0 = -69.9 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 86,827,225,120.0 - 138,120.0 × -69.9² = 8.615E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 69,551,635,200.0 + 42,933,597,400.0 = 1.125E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 138,120.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 112,485,232,600.0 - 138,120.0 × 0.0² = 1.125E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 1,814.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,814.0 = 4.375E+06 ㎜^{2}

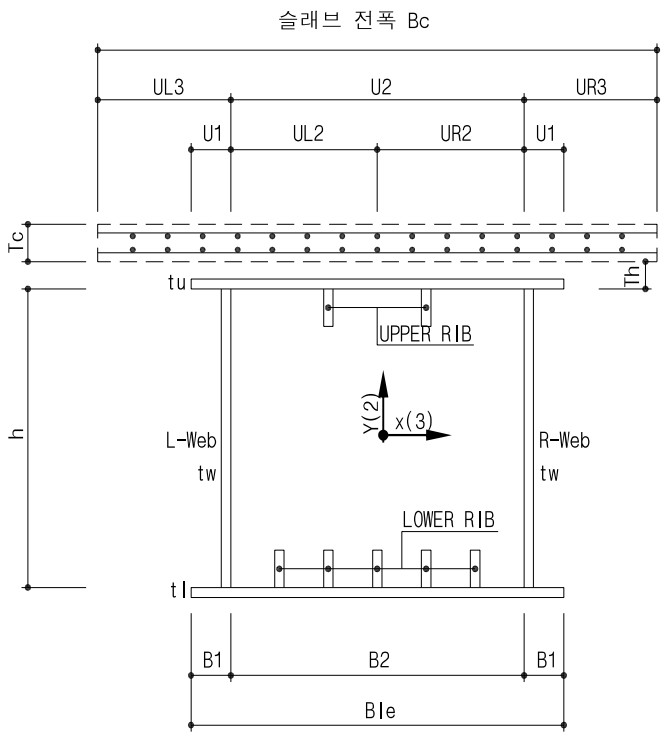
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,375,368.0^2 / \{(1,814.0 + 1,814.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 16.0 \}$ = 1.171E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 15 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	856.5	3.597E+06	3.081E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-939.5	-3.968E+07	3.728E+10	9.011E+05
합 계		133,332.0	-	-1.538E+07	7.591E+10	1.296E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		133,332.0	-	0.000E+00	7.175E+10	4.293E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 75,911,125,035.0 + 12,960,929,074.0 = 8.887E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -15,380,430.0 / 133,332.0 = -115.4 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 88,872,054,109.0 - 133,332.0 × -115.4² = 8.710E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 71,750,742,432.0 + 42,933,512,644.0 = 1.147E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 133,332.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 114,684,255,076.0 - 133,332.0 × 0.0² = 1.147E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 1,877.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,877.0 = 4.527E+06 ㎜^{2}

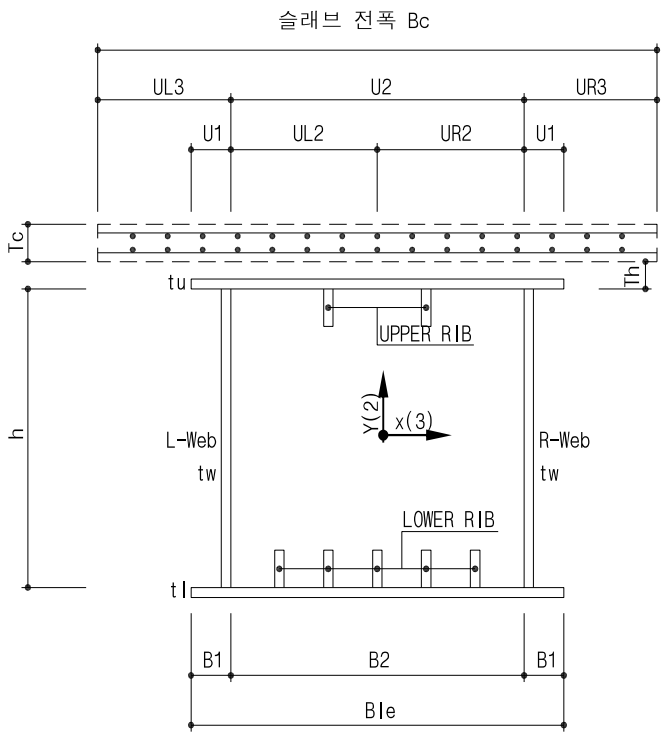
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,527,324.0^2 / \{(1,877.0 + 1,877.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 16.0 \}$ = 1.234E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 16 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,142.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	1,078.0	3.984E+07	4.295E+10	6.037E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	996.0	4.183E+06	4.166E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-996.0	-1.046E+07	1.042E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-1,080.0	-5.132E+07	5.543E+10	1.283E+06
합 계		150,588.0	-	-1.775E+07	1.130E+11	1.969E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-1,206.0	-3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	1,206.0	3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
합 계		150,588.0	-	0.000E+00	7.880E+10	4.907E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 112,960,587,840.0 + 19,685,143,796.0 = 1.326E+11 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -17,753,520.0 / 150,588.0 = -117.9 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 132,645,731,636.0 - 150,588.0 × -117.9² = 1.306E+11 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 78,801,645,888.0 + 49,066,840,996.0 = 1.279E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 150,588.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 127,868,486,884.0 - 150,588.0 × 0.0² = 1.279E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

Bu = U2 + tw /2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

Bl = B2 + tw /2 × 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 ㎜

H = h + tu/2 + tl/2 = 2,142.0 + 14.0 / 2 + 18.0 / 2 = 2,158.0 ㎜

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,158.0 = 5.205E+06 ㎜^{2}

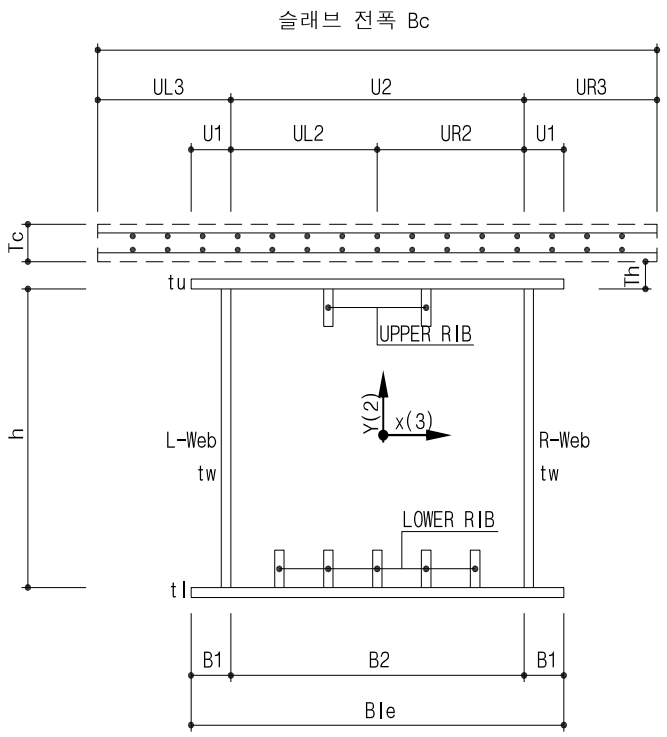
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,205,096.0² / {(2,158.0 + 2,158.0) / 12.0 + 2,412.0 / 14.0

+ 2,412.0 / 18.0 } = 1.627E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 17 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,500.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	1,257.0	4.646E+07	5.840E+10	6.037E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,175.0	4.935E+06	5.799E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,175.0	-1.234E+07	1.450E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-1,259.0	-5.983E+07	7.532E+10	1.283E+06
합 계		169,180.0	-	-2.077E+07	1.540E+11	3.649E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-1,207.0	-4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	1,207.0	4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
합 계		169,180.0	-	0.000E+00	1.060E+11	4.907E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 154,016,847,660.0 + 36,487,782,553.3 = 1.905E+11 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -20,771,460.0 / 169,180.0 = -122.8 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 190,504,630,213.3 - 169,180.0 × -122.8² = 1.880E+11 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 106,011,430,000.0 + 49,067,367,433.3 = 1.551E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 169,180.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 155,078,797,433.3 - 169,180.0 × 0.0² = 1.551E+11 ㎜^{4}

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$Bu = U2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0 ㎜

$Bl = B2 + tw/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 2,500.0 + 14.0 / 2 + 18.0 / 2 = 2,516.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 × 2,516.0 = 6.074E+06 ㎜^{2}

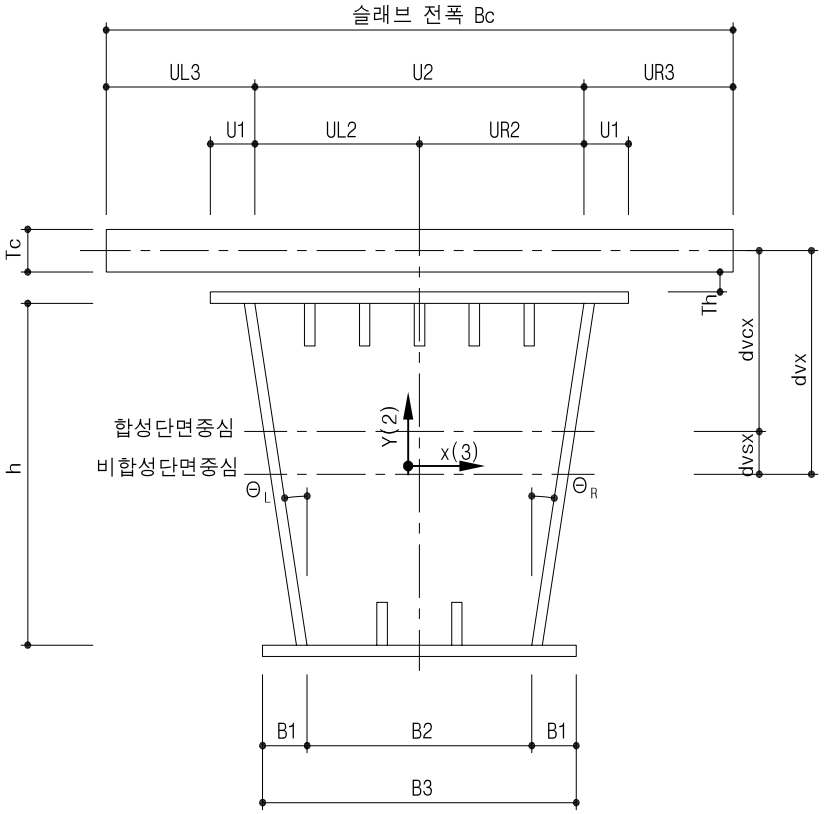
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 6,073,624.0^2 / \{(2,516.0 + 2,516.0) / 14.0 + 2,414.0 / 14.0$

$+ 2,414.0 / 18.0 \}$ = 2.216E+11 ㎜^{4}

4.2 단 면 가 정(합성후)



주형의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우에는 정부모멘트에 관계없이 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려한다. (☞ 도.설 3.9.1.2)

Bc : 바닥판 콘크리트의 폭

Bh : Half-deck 콘크리트의 폭

Tc : 바닥판 콘크리트의 두께

Tc1 : Half-deck 콘크리트의 두께

Th : 바닥판 콘크리트의 헌치 높이

N : 강재와 콘크리트의 탄성계수비 ($N = E_s / E_c$)

Ac : 바닥판 콘크리트의 단면적

Ach : Half-deck 콘크리트의 단면적

Av : 합성후 (강재 + Half-Deck + 바닥판 콘크리트)의 환산 단면적

Avh : 합성전 (강재 + Half-deck 콘크리트)의 환산 단면적

$I_{cx(y)}$: 2축(3축) 방향 바닥판 콘크리트의 단면 2차 모멘트

$I_{cxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 Half-deck 콘크리트의 단면 2차 모멘트

$d_{vx(y)}$: 2축(3축) 방향 강재단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{vxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 강재단면 도심에서 Half-deck 도심까지의 거리

$d_{vcx(y)}$: 2축(3축) 방향 합성후 합성단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{vcxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 합성전 합성단면 도심에서 Half-deck 도심까지의 거리

$d_{vsx(y)}$: 2축(3축) 방향 합성단면 도심에서 강재단면 도심까지의 거리
(합성전 및 합성후 단면에서의 도심축 이동량)

$d_{vsxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 합성단면 도심에서 강재단면 도심까지의 거리
(합성전 및 2차 합성후 단면에서의 도심축 이동량)

I_{33} : 합성전 강재단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

I_{22} : 합성전 강재단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

I_{v33} : 합성후 단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

I_{v33h} : 합성전 단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

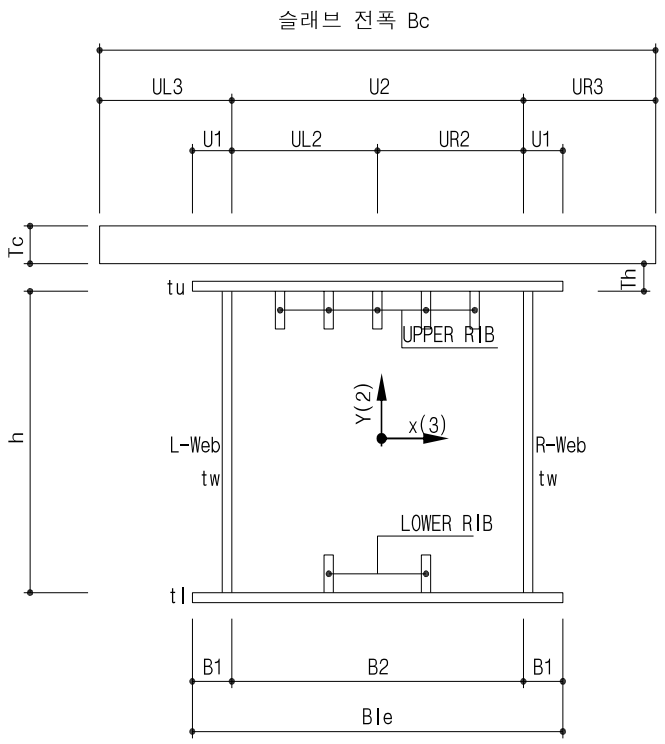
I_{v22} : 합성후 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

I_{v22h} : 합성전 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

Θ_L : 좌측 복부판과 연직선이 이루는 각도

Θ_R : 우측 복부판과 연직선이 이루는 각도

◎ FRAME SECTION NAME 1 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	440.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,600.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	806.0	2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	725.0	6.525E+06	4.731E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-725.0	-2.610E+06	1.892E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-806.0	-2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
합 계		114,360.0	-	3.915E+06	4.778E+10	8.216E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	0.0	0.000E+00	2.880E+09	1.080E+05
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-1,206.0	-2.316E+07	2.793E+10	2.304E+05
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	1,206.0	2.316E+07	2.793E+10	2.304E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		114,360.0	-	0.000E+00	5.931E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 440.0 = 1.980E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 114,360.0 + 1,980,000.0 / 7.0 = 3.972E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 440.0³ / 12 = 3.194E+10 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,600.0 / 2 - 34.2 + 50.0 + 440.0 / 2 = 1,035.8 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,035.8 × 114,360.0 / 397,217.1 = 298.2 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,035.8 - 298.2 = 737.6 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 55,866,171,178.2 + 31,944,000,000.0 / 7.0 + 114,360.0 × 737.6²

+ 1,980,000.0 / 7.0 × 298.2² = 1.478E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 440.0 × 4,500.0³ / 12 = 3.341E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 114,360.0 / 397,217.1 = 14.4 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 14.4 = 35.6 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 96,106,442,400.0 + 3,341,250,000,000.0 / 7.0 + 114,360.0 × 35.6²

+ 1,980,000.0 / 7.0 × 14.4² = 5.736E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 440.0 / 7.0 = 74.9 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,600.0 + 74.9 / 2 + 12.0 / 2 = 1,643.4 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,643.4 = 3.964E+06 ㎟

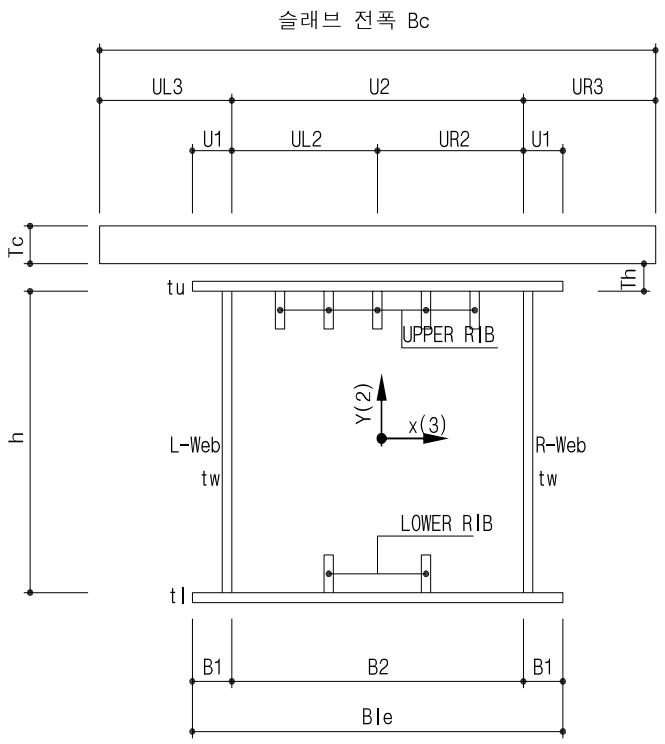
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 3,963,949.7² / {(1,643.4 + 1,643.4) / 12.0 + 2,412.0 / 74.9

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.239E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 2 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	825.0	7.425E+06	6.126E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		119,160.0	-	4.455E+06	6.058E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	0.0	0.000E+00	2.880E+09	1.080E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		119,160.0	-	0.000E+00	6.629E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.734E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - 37.4 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,032.6 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,032.6 × 119,160.0 / 273,445.7 = 450.0 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,032.6 - 450.0 = 582.6 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 72,105,871,500.5 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 119,160.0 × 582.6²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 450.0² = 1.445E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 119,160.0 / 273,445.7 = 21.8 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 21.8 = 28.2 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 103,087,792,800.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 119,160.0 × 28.2²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 21.8² = 3.636E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.1 = 4.412E+06 ㎟

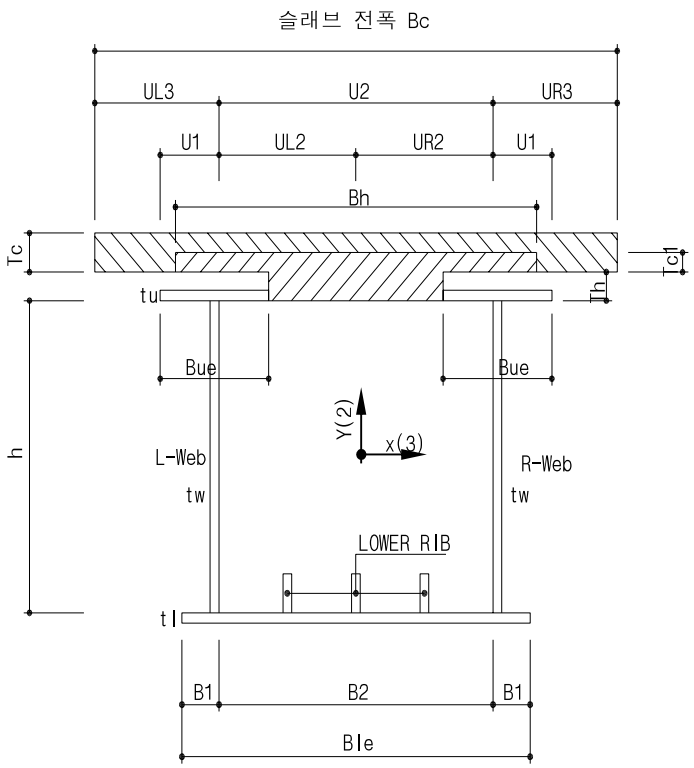
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,411,892.6² / {(1,829.1 + 1,829.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.395E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 3 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	400.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
n_h	=	6.2	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		88,080.0	-	-2.297E+07	3.633E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	-1,120.0	-5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	1,120.0	5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		88,080.0	-	0.000E+00	7.545E+10	1.853E+10

① 합성후 단면 (Steel + Half-Deck + Slab)

$A_{ch} = (B_h \times T_{c1}) + \{U_2 - (U_3 - U_1) \times 2\} \times T_h$ = 3.170E+05 ㎟

$A_c = B_c \times T_c - B_h \times T_{c1}$ = 4,500.0 × 240.0 − 2,500.0 × 90.0 = 8.550E+05 ㎟

$A_v = \sum A_s + A_c / n + A_{ch} / n_h$

= 88,080.0 + 855,000.0 / 7.0 + 317,000.0 / 6.2 = 2.614E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = B_c \times T_c^3 /12 - B_h \times T_{c1}^3 /12 + B_c \times T_c \times (T_c/2)^2$

$- B_h \times T_{c1} \times (T_{c1}/2)^2 - A_c \times (d_{vx-h}/2 + \delta_y - T_h)^2$

= 4,500.0×240.0³ / 12 − 2,500.0×90.0³ / 12 + 4,500.0×240.0

×(240.0/2)² − 2,500.0×90.0×(90.0/2)² − 855,000.0

×(1,350.6−1,800.0/2 + −260.8−50.0)² = 3.433E+09 ㎟

$I_{cxh} = (B_h \times T_{c1}^3 / 12) + \{U_2 - (U_3 - U_1) \times 2\} \times T_h^3 / 12$

$+ (B_h \times T_{c1}) \times (T_h + T_{c1}/2)^2 + \{U_2 - (U_3 - U_1) \times 2\} \times (T_h/2)^2$

$- A_{ch} \times (d_{vxh} - h/2 + \delta_y)^2$ = 4.910E+08 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + [B_c \times T_c \times (T_h + T_c/2) - B_h \times T_{c1} \times (T_h + T_{c1}/2)] / A_c$

= 1,800.0/2 − (−260.8) + [4,500.0 × 240.0 × (50.0 + 240.0/2)

− 2,500.0 × 90.0 × (50.0 + 90.0/2)] / 855,000.0 = 1,350.6 ㎜

$d_{vcx} = [d_{vx} \cdot \sum A_s + (d_{vx} - d_{vxh}) \times A_{ch} / n_h] / A_v$

= [1,350.6×88,080.0+(1,350.6−1,235.5)×317,000.0 / 6.2]/261,351.9 = 477.7 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,350.6 − 477.7 = 872.9 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx}/n + I_{cxh}/n_h + \sum A_s \cdot d_{vsx}^2 + A_c/n \cdot d_{vcx}^2 + A_{ch}/n_h \cdot (d_{vxh} - d_{vsx})^2$

= 42,013,022,205.8 + 3,433,440,789.5/7.0 + 491,010,120.9/6.2+ 88,080.0

×872.9² + 855,000.0/7.0×477.7² + 317,000.0/6.2×(1,235.5−872.9)² = 1.443E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = T_c \times B_c^3/12 - T_{c1} \times B_h^3/12 + T_c \times B_c \times (U_{R2} + U_{R3} - B_c/2)^2 - A_c \times d_{vy}^2$

= 240.0×4,500.0³ /12 − 90.0×2,500.0³ /12 + 240.0×4,500.0×(1,200.0

+1,100.0 − 4,500.0/2)² − 855,000.0×63.2² = 1.705E+12 ㎟

$I_{cyh} = (T_{c1} \times B_h^3 / 12) + (T_h + t_u) \times \{U_2 - (U_3 - U_1) \times 2\}^3 / 12$ = 1.431E+11 ㎟

$d_{vy} = T_c \times [(U_{R2} + U_{R3})^2 - (U_{L2} + U_{L3})^2] / 2 / A_c$

= 240.0×[(1,200.0+1,100.0)² − (1,200.0+1,000.0)²]/2 / 855,000.0 = 63.2 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum A_{vh} / A_v$ = 63.2 × 139,209.0 / 261,351.9 = 33.6 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 63.2 − 33.6 = 29.5 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy}/n + I_{cxh}/n_h + \sum A_s \cdot d_{vsy}^2 + A_c/n \cdot d_{vcy}^2 + A_{ch}/n_h \cdot d_{vsy}^2$

= 93,978,180,800.0 + 1,704,601,973,684.2/7.0 + 143,143,766,666.7/6.2 + 88,080.0 × 29.5²

+ 855,000.0 / 7.0 × 33.6² + 317,000.0 / 6.2 × 29.5² = 3.608E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Half-Deck Con'c 와 SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

Slab Con'c의 강도 = f_{ck} = 27.0 MPa

Slab의 전단 탄성계수 = G_c = 2.780E+04 / (2 (1 + 0.167)) = 1.192E+04 MPa

Half-Deck+Slab의 환산두께

t_{cu} = (140.0×14,100.9/79,000.0)+{(240.0-90.0)×(11,916.0/79,000.0)} = 47.6 mm

H = h + t_{cu}/2 + tl/2 = 1,800.0 + 47.6 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.8 mm

F = (Bu+Bl)/ 2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

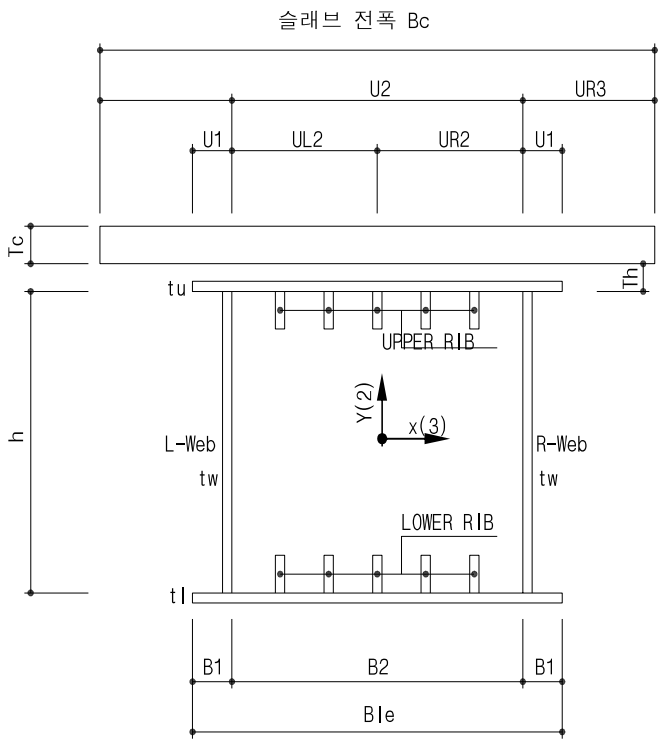
K = $4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

= $4F^2$ / {(H /cosΘ$_L$ + H /cosΘ$_R$)/tw + Bu/t_{cu} + Bl/tl}

= 4 × 4,413,494.7² / {(1,829.8 + 1,829.8) / 12.0 + 2,412.0 / 47.6

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.400E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 4 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		127,560.0	-	0.000E+00	6.955E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc = 4,500.0 \times 240.0 = 1.080E+06\ mm^2$

$Av = \sum As + Ac / N = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.818E+05\ mm^2$

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12 = 4,500.0 \times 240.0^3 / 12 = 5.184E+09\ mm^4$

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2 = 1,800.0 / 2 - 0.0 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,070.0\ mm$

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av = 1,070.0 \times 127,560.0 / 281,845.7 = 484.3\ mm$

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,070.0 - 484.3 = 585.7\ mm$

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

$= 78,005,429,280.0 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 127,560.0 \times 585.7^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 484.3^2 = 1.587E+11\ mm^4$

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12 = 240.0 \times 4,500.0^3 / 12 = 1.823E+12\ mm^4$

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2 = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0\ mm$

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av = 50.0 \times 127,560.0 / 281,845.7 = 22.6\ mm$

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 50.0 - 22.6 = 27.4\ mm$

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

$= 106,351,984,600.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 127,560.0 \times 27.4^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 22.6^2 = 3.669E+11\ mm^4$

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3\ mm$

$H = h + tcu/2 + tl/2 = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.1\ mm$

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 \times 1,829.1 = 4.412E+06\ mm^2$

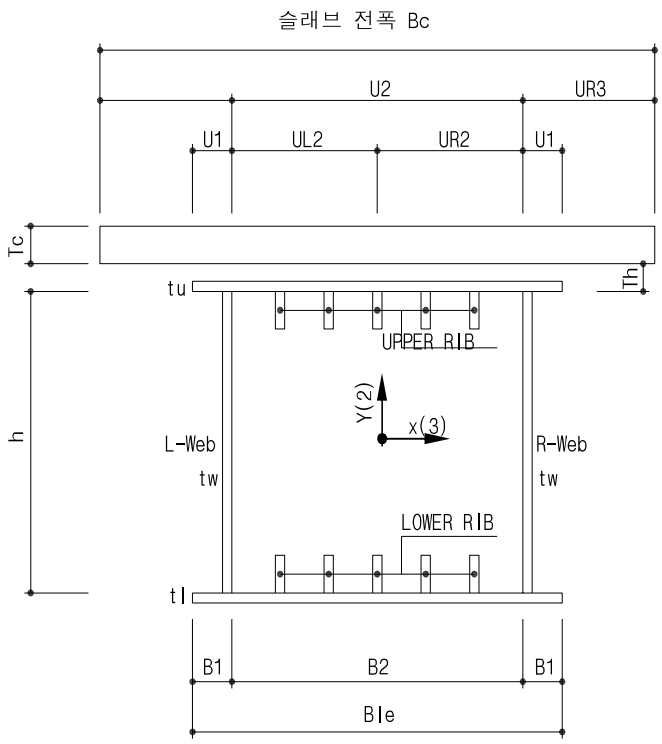
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{ (H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl \}$

$= 4 \times 4,411,892.6^2 / \{ (1,829.1 + 1,829.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3$

$+ 2,412.0 / 12.0 \} = 1.395E+11\ mm^4$

◎ FRAME SECTION NAME 5 < G1 >



Bc =	4,500.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,000.0	mm
UR3 =	1,100.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	240.0	mm
Th =	50.0	mm
h =	1,800.0	mm
n =	7.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-907.0	-3.352E+07	3.041E+10	6.037E+05
합 계		132,840.0	-	-4.821E+06	7.070E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		132,840.0	-	0.000E+00	6.955E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc = 4,500.0 \times 240.0 = 1.080E+06\ mm^2$

$Av = \sum As + Ac / N = 132,840.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.871E+05\ mm^2$

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12 = 4,500.0 \times 240.0^3 / 12 = 5.184E+09\ mm^4$

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2 = 1,800.0 / 2 - -36.3 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,106.3\ mm$

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av = 1,106.3 \times 132,840.0 / 287,125.7 = 511.8\ mm$

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,106.3 - 511.8 = 594.5\ mm$

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

$= 82,231,738,819.7 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 132,840.0 \times 594.5^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 511.8^2 = 1.703E+11\ mm^4$

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12 = 240.0 \times 4,500.0^3 / 12 = 1.823E+12\ mm^4$

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2 = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0\ mm$

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av = 50.0 \times 132,840.0 / 287,125.7 = 23.1\ mm$

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 50.0 - 23.1 = 26.9\ mm$

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

$= 109,418,608,600.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 132,840.0 \times 26.9^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 23.1^2 = 3.700E+11\ mm^4$

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3\ mm$

$H = h + tcu/2 + tl/2 = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 14.0 / 2 = 1,830.1\ mm$

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 \times 1,830.1 = 4.414E+06\ mm^2$

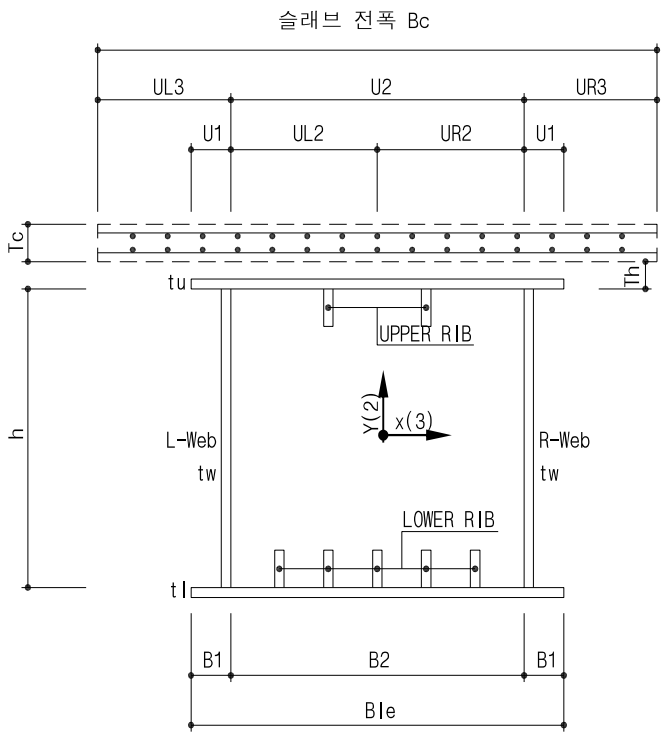
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{ (H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl \}$

$= 4 \times 4,414,304.6^2 / \{ (1,830.1 + 1,830.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3$

$+ 2,412.0 / 14.0 \} = 1.472E+11\ mm^4$

◎ FRAME SECTION NAME 6 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	825.0	3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-907.0	-3.352E+07	3.041E+10	6.037E+05
합 계		126,540.0	-	-1.002E+07	6.641E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		126,540.0	-	0.000E+00	6.686E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc = 4,500.0 \times 240.0 = 1.080E+06\ mm^2$

$Av = \sum As + Ac / N = 126,540.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.808E+05\ mm^2$

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12 = 4,500.0 \times 240.0^3 / 12 = 5.184E+09\ mm^4$

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2 = 1,800.0 / 2 - -79.2 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,149.2\ mm$

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av = 1,149.2 \times 126,540.0 / 280,825.7 = 517.8\ mm$

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,149.2 - 517.8 = 631.4\ mm$

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

$= 77,313,791,733.8 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 126,540.0 \times 631.4^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 517.8^2 = 1.699E+11\ mm^4$

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12 = 240.0 \times 4,500.0^3 / 12 = 1.823E+12\ mm^4$

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2 = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0\ mm$

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av = 50.0 \times 126,540.0 / 280,825.7 = 22.5\ mm$

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 50.0 - 22.5 = 27.5\ mm$

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

$= 106,730,505,700.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 126,540.0 \times 27.5^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 22.5^2 = 3.673E+11\ mm^4$

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3\ mm$

$H = h + tcu/2 + tl/2 = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 14.0 / 2 = 1,830.1\ mm$

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 \times 1,830.1 = 4.414E+06\ mm^2$

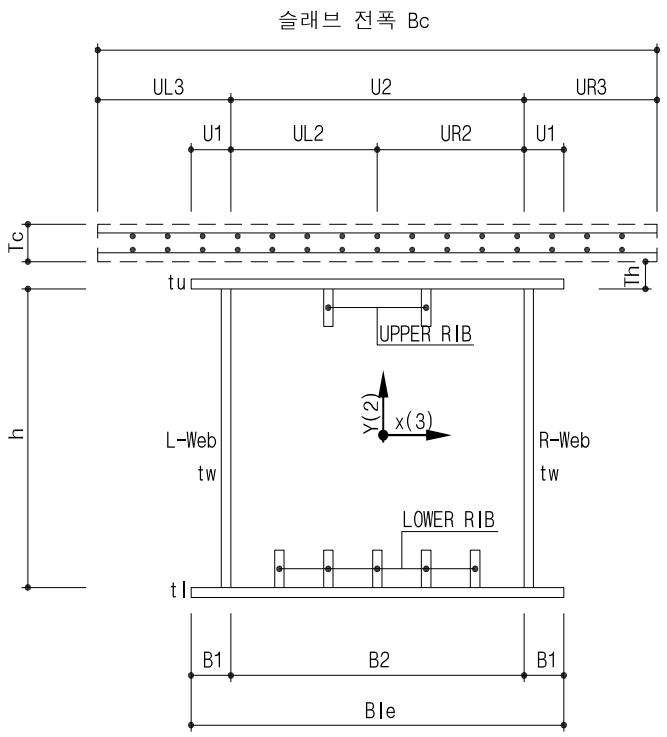
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{ (H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl \}$

$= 4 \times 4,414,304.6^2 / \{ (1,830.1 + 1,830.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3$

$+ 2,412.0 / 14.0 \} = 1.472E+11\ mm^4$

◎ FRAME SECTION NAME 7 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	856.5	3.597E+06	3.081E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-938.5	-3.469E+07	3.255E+10	6.037E+05
합 계		128,052.0	-	-1.038E+07	7.118E+10	1.296E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		128,052.0	-	0.000E+00	6.906E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 128,052.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.823E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,863.0 / 2 - -81.1 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,182.6 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,182.6 × 128,052.0 / 282,337.7 = 536.4 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,182.6 - 536.4 = 646.2 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 83,300,016,527.2 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 128,052.0 × 646.2²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 536.4² = 1.819E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 128,052.0 / 282,337.7 = 22.7 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 22.7 = 27.3 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 108,929,631,076.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 128,052.0 × 27.3²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 22.7² = 3.695E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 46.3 / 2 + 14.0 / 2 = 1,893.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,893.1 = 4.566E+06 ㎟

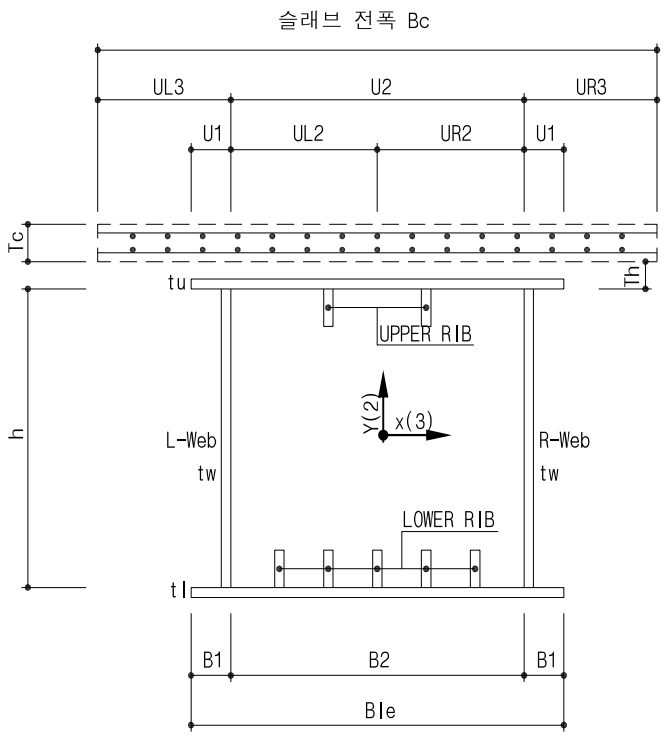
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,566,260.6² / {(1,893.1 + 1,893.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 14.0 } = 1.545E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 8 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,142.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,077.0	3.412E+07	3.675E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	996.0	4.183E+06	4.166E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-996.0	-1.046E+07	1.042E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,079.0	-4.558E+07	4.918E+10	9.011E+05
합 계		140,028.0	-	-1.773E+07	1.005E+11	1.968E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-1,206.0	-3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	1,206.0	3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		140,028.0	-	0.000E+00	7.880E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 140,028.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.943E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,142.0 / 2 - -126.6 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,367.6 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,367.6 × 140,028.0 / 294,313.7 = 650.7 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,367.6 - 650.7 = 716.9 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 117,945,727,439.3 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 140,028.0 × 716.9²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 650.7² = 2.560E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 140,028.0 / 294,313.7 = 23.8 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 23.8 = 26.2 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 121,735,238,884.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 140,028.0 × 26.2²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 23.8² = 3.823E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,142.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,173.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,173.1 = 5.242E+06 ㎟

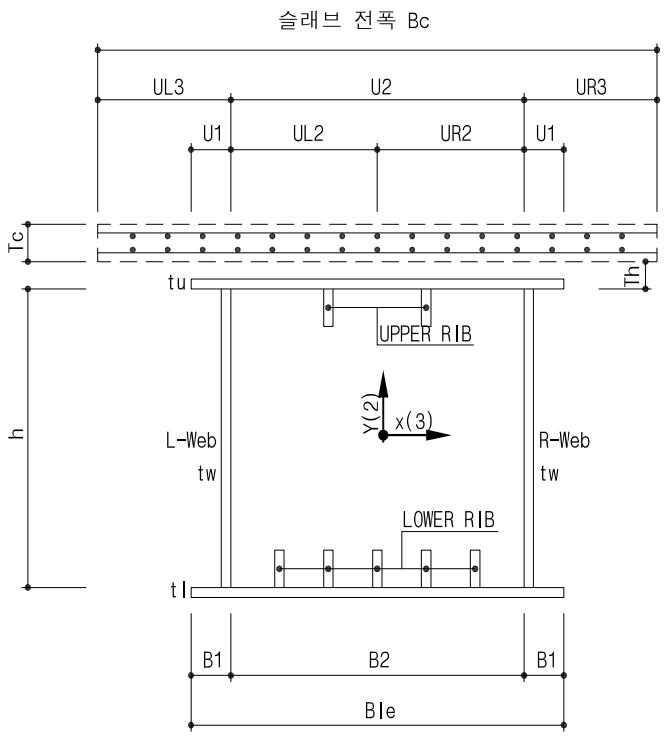
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,241,620.6² / {(2,173.1 + 2,173.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.945E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 9 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,500.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,256.0	3.979E+07	4.998E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,175.0	4.935E+06	5.799E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,175.0	-1.234E+07	1.450E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,258.0	-5.314E+07	6.685E+10	9.011E+05
합 계		158,620.0	-	-2.075E+07	1.371E+11	3.649E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-1,207.0	-4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	1,207.0	4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		158,620.0	-	0.000E+00	1.060E+11	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc = 4,500.0 \times 240.0 = 1.080E+06\ mm^2$

$Av = \sum As + Ac / N = 158,620.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 3.129E+05\ mm^2$

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12 = 4,500.0 \times 240.0^3 / 12 = 5.184E+09\ mm^4$

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2 = 2,500.0 / 2 - -130.8 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,550.8\ mm$

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av = 1,550.8 \times 158,620.0 / 312,905.7 = 786.1\ mm$

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,550.8 - 786.1 = 764.7\ mm$

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

$= 170,891,691,935.1 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 158,620.0 \times 764.7^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 786.1^2 = 3.597E+11\ mm^4$

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12 = 240.0 \times 4,500.0^3 / 12 = 1.823E+12\ mm^4$

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2 = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0\ mm$

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av = 50.0 \times 158,620.0 / 312,905.7 = 25.3\ mm$

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 50.0 - 25.3 = 24.7\ mm$

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

$= 148,945,549,433.3 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 158,620.0 \times 24.7^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 25.3^2 = 4.095E+11\ mm^4$

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3\ mm$

$H = h + tcu/2 + tl/2 = 2,500.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,531.1\ mm$

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 \times 2,531.1 = 6.110E+06\ mm^2$

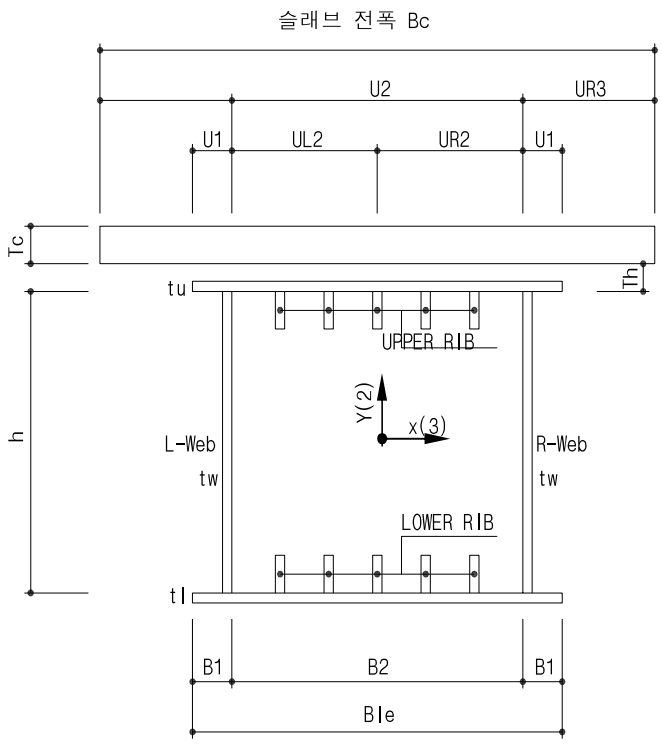
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{ (H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl \}$

$= 4 \times 6,110,178.9^2 / \{ (2,531.1 + 2,531.1) / 14.0 + 2,414.0 / 46.3$

$+ 2,414.0 / 16.0 \} = 2.645E+11\ mm^4$

◎ FRAME SECTION NAME 10 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	856.5	8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-938.5	-3.469E+07	3.255E+10	6.037E+05
합 계		134,352.0	-	-4.987E+06	7.580E+10	1.297E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		134,352.0	-	0.000E+00	7.175E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 134,352.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.886E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,863.0 / 2 - -37.1 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,138.6 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,138.6 × 134,352.0 / 288,637.7 = 530.0 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,138.6 - 530.0 = 608.6 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 88,590,234,301.8 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 134,352.0 × 608.6²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 530.0² = 1.824E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 134,352.0 / 288,637.7 = 23.3 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 23.3 = 26.7 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 111,617,733,976.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 134,352.0 × 26.7²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 23.3² = 3.722E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 46.3 / 2 + 14.0 / 2 = 1,893.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,893.1 = 4.566E+06 ㎟

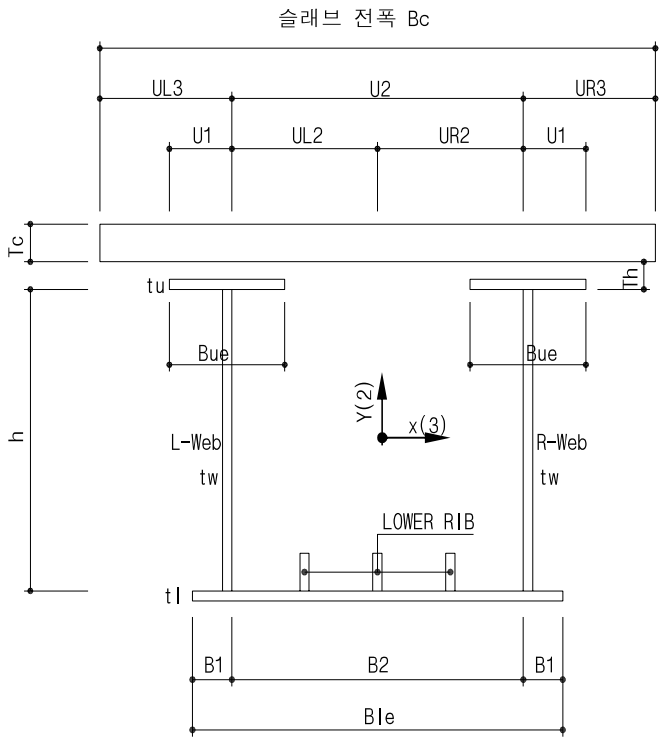
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,566,260.6² / {(1,893.1 + 1,893.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 14.0 } = 1.545E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 11 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		110,760.0	-	-3.465E+06	5.487E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		110,760.0	-	0.000E+00	6.350E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 110,760.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.650E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - -31.3 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,101.3 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,101.3 × 110,760.0 / 265,045.7 = 460.2 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,101.3 - 460.2 = 641.1 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 66,431,030,715.5 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 110,760.0 × 641.1²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 460.2² = 1.454E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 110,760.0 / 265,045.7 = 20.9 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 20.9 = 29.1 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 100,303,710,200.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 110,760.0 × 29.1²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 20.9² = 3.608E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.1 = 4.412E+06 ㎟

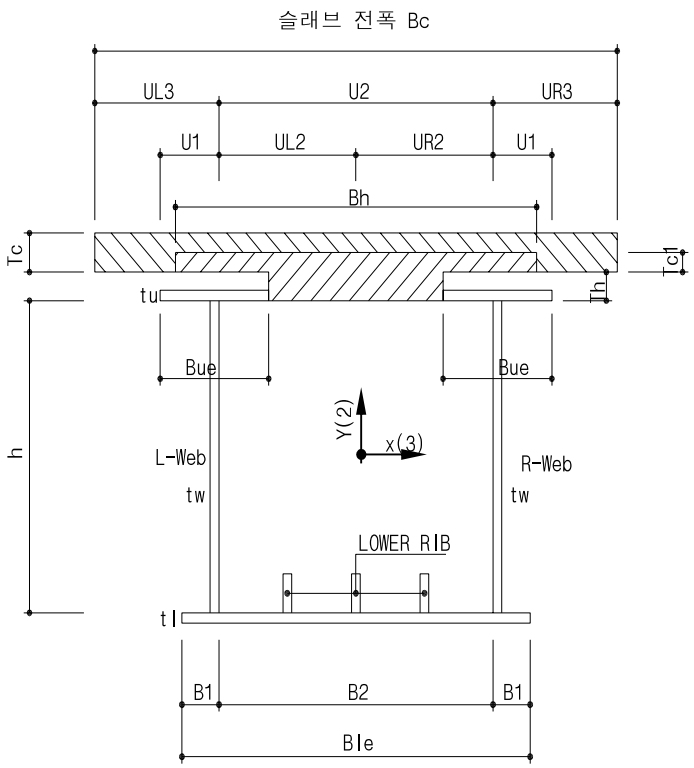
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,411,892.6² / {(1,829.1 + 1,829.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.395E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 12 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	400.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
n_h	=	6.2	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		88,680.0	-	-2.347E+07	3.674E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	-1,120.0	-5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	1,120.0	5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		88,680.0	-	0.000E+00	7.555E+10	1.853E+10

① 합성후 단면 (Steel + Half-Deck + Slab)

A_{ch} = (Bh×Tc1) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th = 3.170E+05 ㎟

A_c = Bc×Tc - Bh×Tc1 = 4,500.0 × 240.0 - 2,500.0 × 90.0 = 8.550E+05 ㎟

A_v = ∑As + Ac / n + Ach / n_h

= 88,680.0 + 855,000.0 / 7.0 + 317,000.0 / 6.2 = 2.620E+05 ㎟

- X(3)축 방향

I_{cx} = Bc×Tc^3 /12 - Bh×$Tc1^3$ /12 + Bc×Tc×$(Tc/2)^2$

- Bh×Tc1×$(Tc1/2)^2$ - Ac×$(dvx-h/2+\delta y-Th)^2$

= 4,500.0×240.0^3 / 12 - 2,500.0×90.0^3 / 12 + 4,500.0×240.0

×$(240.0/2)^2$ - 2,500.0×90.0×$(90.0/2)^2$ - 855,000.0

×$(1,354.4-1,800.0/2 + -264.7-50.0)^2$ = 3.433E+09 ㎟

I_{cxh} = (Bh×$Tc1^3$ / 12) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th^3 / 12

+ (Bh×Tc1) × $(Th+Tc1/2)^2$ + {U2-(U3-U1)×2} × $(Th/2)^2$

- Ach×$(dvxh - h/2 + \delta_y)^2$ = 4.910E+08 ㎟

d_{vx} = $h/2-\delta_y$+[Bc×Tc×(Th+Tc/2)-Bh×Tc1×(Th+Tc1/2)]/Ac

= 1,800.0/2 - (-264.7) + [4,500.0 × 240.0 × (50.0 + 240.0/2)

- 2,500.0 × 90.0 × (50.0 + 90.0/2)] / 855,000.0 = 1,354.4 ㎜

d_{vcx} = [d_{vx} · ∑As + (dvx - dvxh) × Ach / nh] / Av

= [1,354.4×88,680.0+(1,354.4-1,239.3)×317,000.0 / 6.2]/261,951.9 = 481.0 ㎜

d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,354.4 - 481.0 = 873.4 ㎜

I_{v33} = I_{33} + I_{cx}/n + I_{cxh}/n_h + ∑As·d_{vsx}^2 + Ac/n·d_{vcx}^2 + A_{ch}/n_h·$(d_{vxh}-d_{vsx})^2$

= 42,203,823,398.2 + 3,433,440,789.5/7.0 + 491,010,120.9/6.2+ 88,680.0

×873.4² + 855,000.0/7.0×481.0² + 317,000.0/6.2×(1,239.3-873.4)² = 1.455E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

I_{cy} = Tc×Bc^3/12 - Tc1×Bh^3/12 + Tc×Bc×$(UR2+UR3-Bc/2)^2$ - Ac×dvy^2

= 240.0×$4,500.0^3$ /12 - 90.0×$2,500.0^3$ /12 + 240.0×4,500.0×(1,200.0

+1,100.0 - 4,500.0/2)² - 855,000.0×63.2² = 1.705E+12 ㎟

I_{cyh} = (Tc1×Bh^3 / 12) + (Th+tu) × $\{U2 - (U3-U1)\times2\}^3$ / 12 = 1.431E+11 ㎟

d_{vy} = Tc × $[(UR2 + UR3)^2 - (UL2 + UL3)^2]$ / 2 / Ac

= 240.0×[(1,200.0+1,100.0)² - (1,200.0+1,000.0)²]/2 / 855,000.0 = 63.2 ㎜

d_{vcy} = d_{vy} · ∑Avh / Av = 63.2 × 139,809.0 / 261,951.9 = 33.7 ㎜

d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 63.2 - 33.7 = 29.4 ㎜

I_{v22} = I_{22} + I_{cy}/n + I_{cxh}/n_h + ∑As·d_{vsy}^2 + Ac/n·d_{vcy}^2 + A_{ch}/n_h·d_{vsy}^2

= 94,074,206,200.0 + 1,704,601,973,684.2/7.0 + 143,143,766,666.7/6.2 + 88,680.0 × 29.4²

+ 855,000.0 / 7.0 × 33.7² + 317,000.0 / 6.2 × 29.4² = 3.609E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Half-Deck Con'c 와 SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

Slab Con'c의 강도 = f_{ck} = 27.0 MPa

Slab의 전단 탄성계수 = G_c = 2.780E+04 / (2 (1 + 0.167)) = 1.192E+04 MPa

Half-Deck+Slab의 환산두께

t_{cu} = (140.0×14,100.9/79,000.0)+{(240.0-90.0)×(11,916.0/79,000.0)} = 47.6 mm

H = h + t_{cu}/2 + tl/2 = 1,800.0 + 47.6 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.8 mm

F = (Bu+Bl)/ 2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

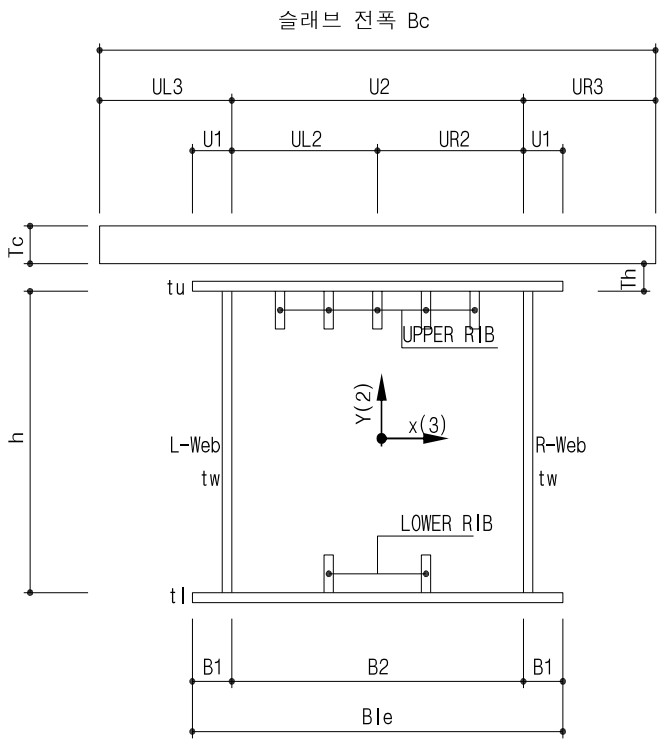
K = $4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

= $4F^2$ / {(H /cosΘ$_L$ + H /cosΘ$_R$)/tw + Bu/t_{cu} + Bl/tl}

= 4 × 4,413,494.7² / {(1,829.8 + 1,829.8) / 12.0 + 2,412.0 / 47.6

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.400E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 13 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		121,260.0	-	5.198E+06	6.201E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		121,260.0	-	0.000E+00	6.686E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 121,260.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.755E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - 42.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,027.1 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,027.1 × 121,260.0 / 275,545.7 = 452.0 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,027.1 - 452.0 = 575.1 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 73,482,901,725.6 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 121,260.0 × 575.1²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 452.0² = 1.459E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 121,260.0 / 275,545.7 = 22.0 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 22.0 = 28.0 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 103,663,881,700.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 121,260.0 × 28.0²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 22.0² = 3.642E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.1 = 4.412E+06 ㎟

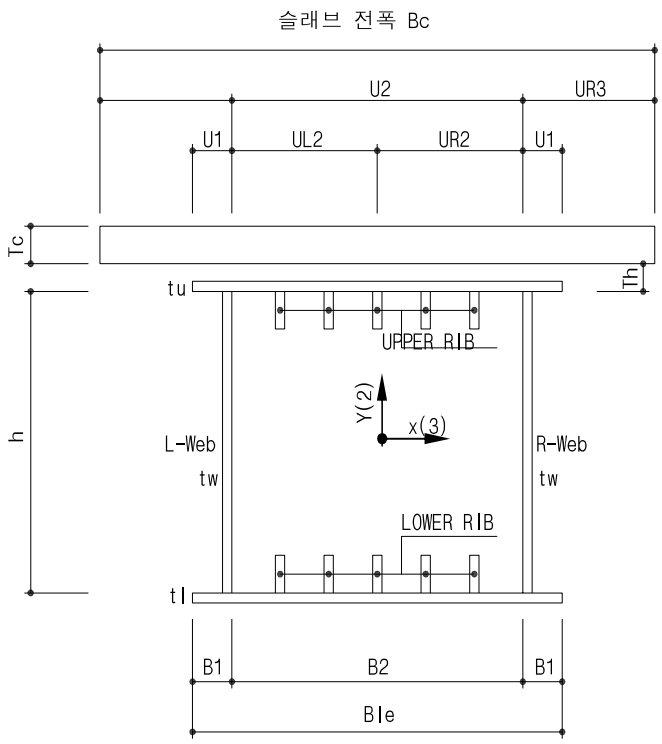
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,411,892.6² / {(1,829.1 + 1,829.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.395E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 14 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-908.0	-3.835E+07	3.483E+10	9.011E+05
합 계		138,120.0	-	-9.652E+06	7.512E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		138,120.0	-	0.000E+00	6.955E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 138,120.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.924E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - -69.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,139.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,139.9 × 138,120.0 / 292,405.7 = 538.4 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,139.9 - 538.4 = 601.4 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 86,152,753,534.5 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 138,120.0 × 601.4²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 538.4² = 1.816E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 138,120.0 / 292,405.7 = 23.6 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 23.6 = 26.4 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 112,485,232,600.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 138,120.0 × 26.4²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 23.6² = 3.730E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 1,831.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,831.1 = 4.417E+06 ㎟

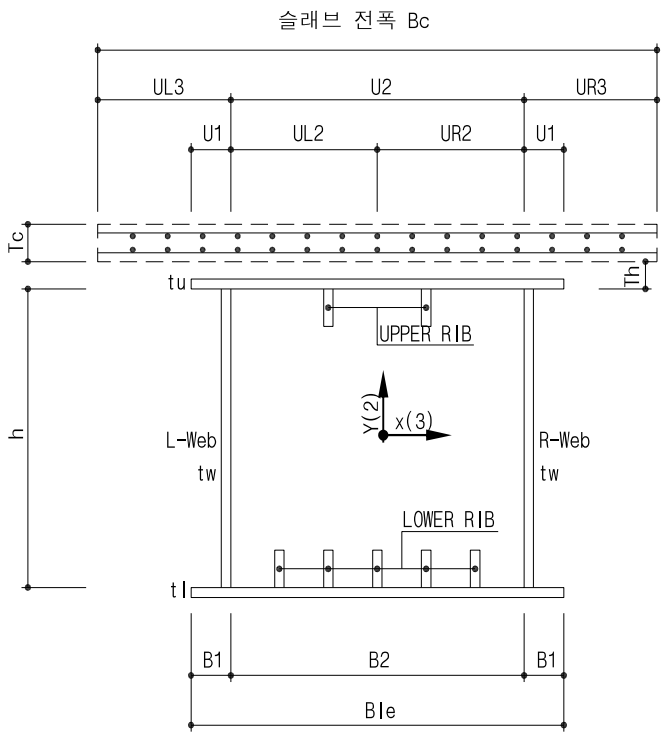
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,416,716.6² / {(1,831.1 + 1,831.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.536E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 15 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	856.5	3.597E+06	3.081E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-939.5	-3.968E+07	3.728E+10	9.011E+05
합 계		133,332.0	-	-1.538E+07	7.591E+10	1.296E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		133,332.0	-	0.000E+00	7.175E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 133,332.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.876E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,863.0 / 2 - -115.4 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,216.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,216.9 × 133,332.0 / 287,617.7 = 564.1 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,216.9 - 564.1 = 652.8 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 87,097,854,164.6 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 133,332.0 × 652.8²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 564.1² = 1.937E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 133,332.0 / 287,617.7 = 23.2 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 23.2 = 26.8 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 114,684,255,076.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 133,332.0 × 26.8²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 23.2² = 3.752E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 1,894.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,894.1 = 4.569E+06 ㎟

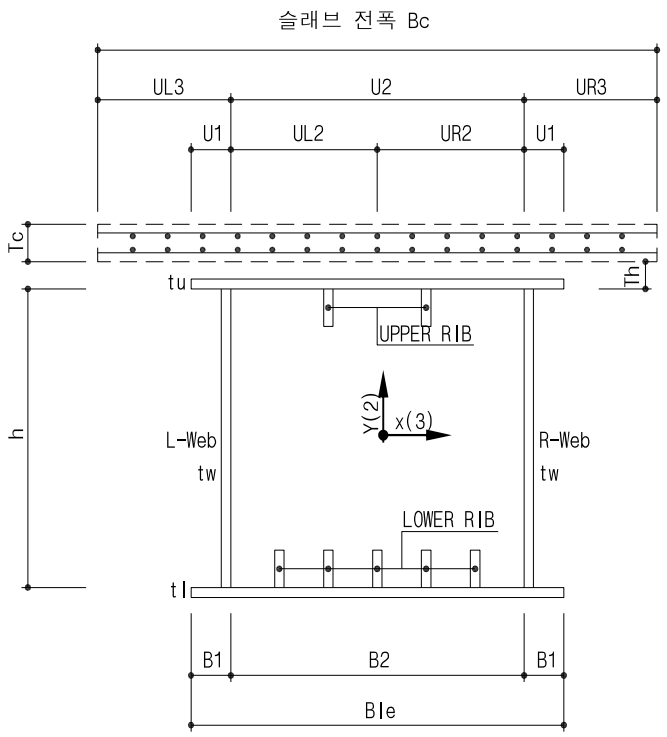
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,568,672.6² / {(1,894.1 + 1,894.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.610E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 16 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,142.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	1,078.0	3.984E+07	4.295E+10	6.037E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	996.0	4.183E+06	4.166E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-996.0	-1.046E+07	1.042E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-1,080.0	-5.132E+07	5.543E+10	1.283E+06
합 계		150,588.0	-	-1.775E+07	1.130E+11	1.969E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-1,206.0	-3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	1,206.0	3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
합 계		150,588.0	-	0.000E+00	7.880E+10	4.907E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 150,588.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 3.049E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,142.0 / 2 - -117.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,358.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,358.9 × 150,588.0 / 304,873.7 = 671.2 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,358.9 - 671.2 = 687.7 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 130,552,686,556.8 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 150,588.0 × 687.7²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 671.2² = 2.720E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 150,588.0 / 304,873.7 = 24.7 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 24.7 = 25.3 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 127,868,486,884.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 150,588.0 × 25.3²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 24.7² = 3.884E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 14.0 + 240.0 / 7.0 = 48.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,142.0 + 48.3 / 2 + 18.0 / 2 = 2,175.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,175.1 = 5.246E+06 ㎟

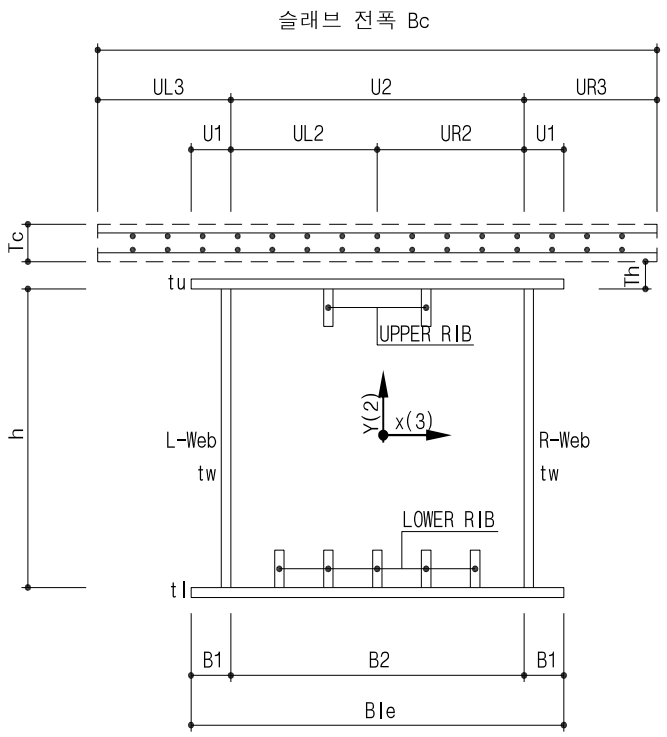
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,246,444.6² / {(2,175.1 + 2,175.1) / 12.0 + 2,412.0 / 48.3

+ 2,412.0 / 18.0 } = 2.015E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 17 < G1 >



Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,500.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	1,257.0	4.646E+07	5.840E+10	6.037E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,175.0	4.935E+06	5.799E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,175.0	-1.234E+07	1.450E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-1,259.0	-5.983E+07	7.532E+10	1.283E+06
합 계		169,180.0	-	-2.077E+07	1.540E+11	3.649E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-1,207.0	-4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	1,207.0	4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
합 계		169,180.0	-	0.000E+00	1.060E+11	4.907E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 169,180.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 3.235E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,500.0 / 2 - -122.8 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,542.8 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,542.8 × 169,180.0 / 323,465.7 = 806.9 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,542.8 - 806.9 = 735.9 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 187,954,366,881.2 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 169,180.0 × 735.9²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 806.9² = 3.808E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,500.0³ / 12 = 1.823E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 50.0 × 169,180.0 / 323,465.7 = 26.2 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 26.2 = 23.8 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 155,078,797,433.3 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 169,180.0 × 23.8²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 26.2² = 4.156E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 14.0 + 240.0 / 7.0 = 48.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,500.0 + 48.3 / 2 + 18.0 / 2 = 2,533.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 × 2,533.1 = 6.115E+06 ㎟

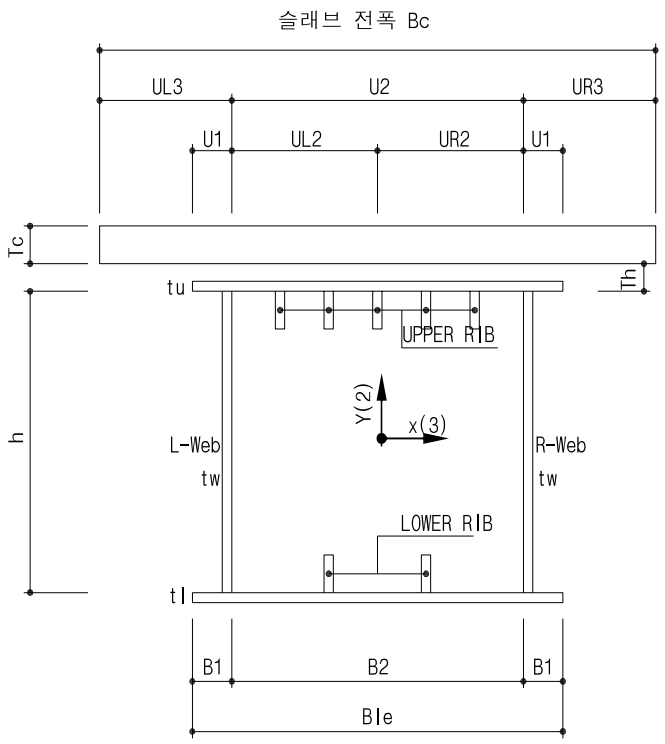
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 6,115,006.9² / {(2,533.1 + 2,533.1) / 14.0 + 2,414.0 / 48.3

+ 2,414.0 / 18.0 } = 2.740E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 18 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	440.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,600.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	806.0	2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	725.0	6.525E+06	4.731E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-725.0	-2.610E+06	1.892E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-806.0	-2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
합 계		114,360.0	-	3.915E+06	4.778E+10	8.216E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	0.0	0.000E+00	2.880E+09	1.080E+05
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-1,206.0	-2.316E+07	2.793E+10	2.304E+05
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	1,206.0	2.316E+07	2.793E+10	2.304E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		114,360.0	-	0.000E+00	5.931E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 440.0 = 2.055E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 114,360.0 + 2,054,800.0 / 7.0 = 4.079E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 440.0³ / 12 = 3.315E+10 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,600.0 / 2 - 34.2 + 50.0 + 440.0 / 2 = 1,035.8 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,035.8 × 114,360.0 / 407,902.9 = 290.4 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,035.8 - 290.4 = 745.4 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 55,866,171,178.2 + 33,150,773,333.3 / 7.0 + 114,360.0 × 745.4²

+ 2,054,800.0 / 7.0 × 290.4² = 1.489E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 440.0 × 4,670.0³ / 12 = 3.734E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 114,360.0 / 407,902.9 = 9.8 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 9.8 = 25.2 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 96,106,442,400.0 + 3,734,410,643,333.3 / 7.0 + 114,360.0 × 25.2²

+ 2,054,800.0 / 7.0 × 9.8² = 6.297E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 440.0 / 7.0 = 74.9 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,600.0 + 74.9 / 2 + 12.0 / 2 = 1,643.4 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,643.4 = 3.964E+06 ㎟

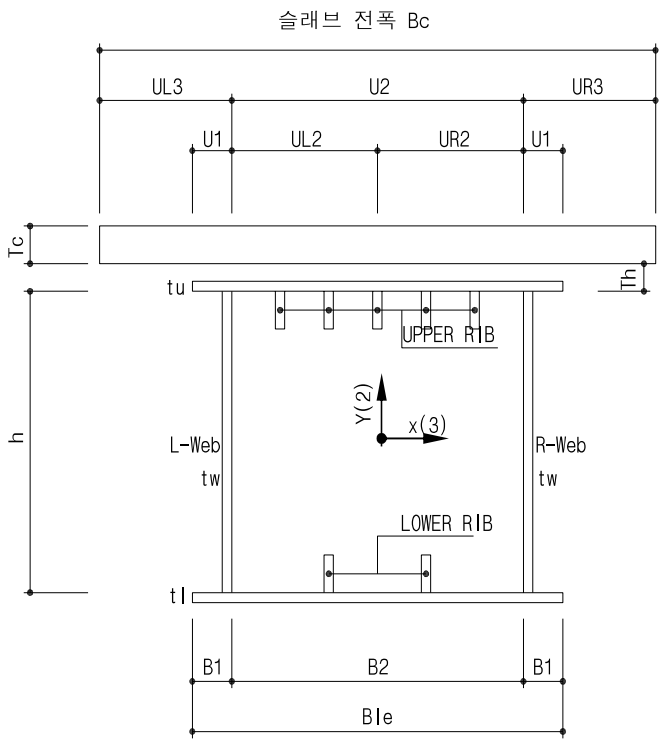
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 3,963,949.7² / {(1,643.4 + 1,643.4) / 12.0 + 2,412.0 / 74.9

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.239E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 19 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	825.0	7.425E+06	6.126E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		119,160.0	-	4.455E+06	6.058E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	0.0	0.000E+00	2.880E+09	1.080E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		119,160.0	-	0.000E+00	6.629E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 119,160.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.793E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - 37.4 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,032.6 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,032.6 × 119,160.0 / 279,274.3 = 440.6 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,032.6 - 440.6 = 592.0 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 72,105,871,500.5 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 119,160.0 × 592.0²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 440.6² = 1.457E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 119,160.0 / 279,274.3 = 14.9 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 14.9 = 20.1 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 103,087,792,800.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 119,160.0 × 20.1²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 14.9² = 3.942E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.1 = 4.412E+06 ㎟

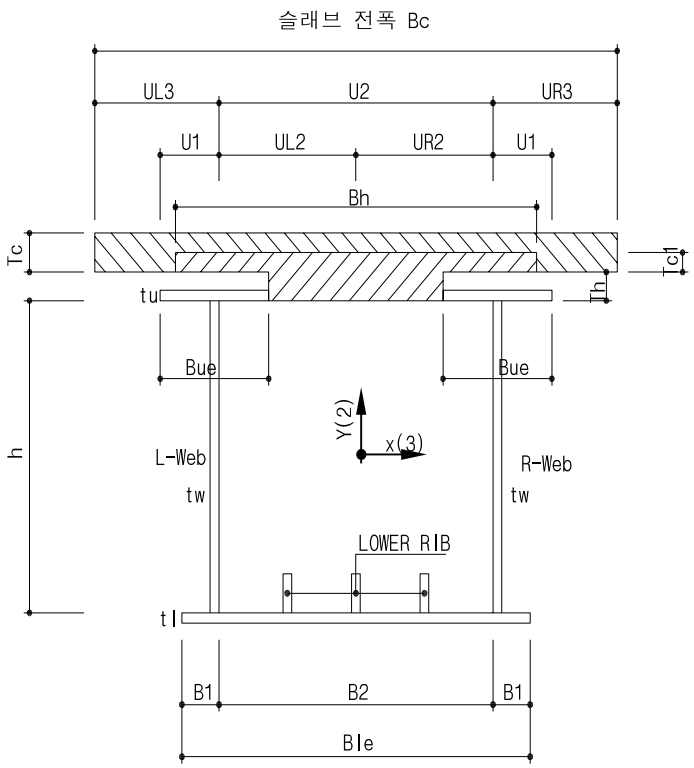
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,411,892.6² / {(1,829.1 + 1,829.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.395E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 20 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	400.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
n_h	=	6.2	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		88,080.0	-	-2.297E+07	3.633E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	-1,120.0	-5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	1,120.0	5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	0.0	0.000E+00	5.760E+08	4.320E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		88,080.0	-	0.000E+00	7.545E+10	1.853E+10

① 합성후 단면 (Steel + Half-Deck + Slab)

A_{ch} = (Bh×Tc1) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th = 3.170E+05 ㎟

A_c = Bc×Tc - Bh×Tc1 = 4,670.0 × 240.0 - 2,500.0 × 90.0 = 8.958E+05 ㎟

A_v = ∑As + Ac / n + Ach / n_h

= 88,080.0 + 895,800.0 / 7.0 + 317,000.0 / 6.2 = 2.672E+05 ㎟

- X(3)축 방향

I_{cx} = Bc×Tc^3 /12 - Bh×$Tc1^3$ /12 + Bc×Tc×$(Tc/2)^2$

- Bh×Tc1×$(Tc1/2)^2$ - Ac×$(dvx-h/2+\delta y-Th)^2$

= 4,670.0×240.0^3 / 12 - 2,500.0×90.0^3 / 12 + 4,670.0×240.0

×$(240.0/2)^2$ - 2,500.0×90.0×$(90.0/2)^2$ - 895,800.0

×$(1,349.7-1,800.0/2 + -260.8-50.0)^2$ = 3.644E+09 ㎟

I_{cxh} = (Bh×$Tc1^3$ / 12) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th^3 / 12

+ (Bh×Tc1) × $(Th+Tc1/2)^2$ + {U2-(U3-U1)×2} × $(Th/2)^2$

- Ach×$(dvxh - h/2 + \delta_y)^2$ = 4.910E+08 ㎟

d_{vx} = $h/2-\delta_y$+[Bc×Tc×(Th+Tc/2)-Bh×Tc1×(Th+Tc1/2)]/Ac

= 1,800.0/2 - (-260.8) + [4,670.0 × 240.0 × (50.0 + 240.0/2)

- 2,500.0 × 90.0 × (50.0 + 90.0/2)] / 895,800.0 = 1,349.7 ㎜

d_{vcx} = [d_{vx} · ∑As + (dvx - dvxh) × Ach / nh] / Av

= [1,349.7×88,080.0+(1,349.7-1,235.5)×317,000.0 / 6.2]/267,180.5 = 466.8 ㎜

d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,349.7 - 466.8 = 882.9 ㎜

I_{v33} = I_{33} + I_{cx}/n + I_{cxh}/n_h + ∑As·d_{vsx}^2 + Ac/n·d_{vcx}^2 + A_{ch}/n_h·$(d_{vxh}-d_{vsx})^2$

= 42,013,022,205.8 + 3,644,450,264.6/7.0 + 491,010,120.9/6.2+ 88,080.0

×882.9^2 + 895,800.0/7.0×466.8^2 + 317,000.0/6.2×$(1,235.5-882.9)^2$ = 1.455E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

I_{cy} = Tc×Bc^3/12 - Tc1×Bh^3/12 + Tc×Bc×$(UR2+UR3-Bc/2)^2$ - Ac×dvy^2

= 240.0×$4,670.0^3$ /12 - 90.0×$2,500.0^3$ /12 + 240.0×4,670.0×(1,200.0

+1,170.0 - 4,670.0/2)² - 895,800.0×43.8^2 = 1.919E+12 ㎟

I_{cyh} = (Tc1×Bh^3 / 12) + (Th+tu) × $\{U2 - (U3-U1)\times2\}^3$ / 12 = 1.431E+11 ㎟

d_{vy} = Tc × $[(UR2 + UR3)^2 - (UL2 + UL3)^2]$ / 2 / Ac

= 240.0×[$(1,200.0+1,170.0)^2$ - $(1,200.0+1,100.0)^2$]/2 / 895,800.0 = 43.8 ㎜

d_{vcy} = d_{vy} · ∑Avh / Av = 43.8 × 139,209.0 / 267,180.5 = 22.8 ㎜

d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 43.8 - 22.8 = 21.0 ㎜

I_{v22} = I_{22} + I_{cy}/n + I_{cxh}/n_h + ∑As·d_{vsy}^2 + Ac/n·d_{vcy}^2 + A_{ch}/n_h·d_{vsy}^2

= 93,978,180,800.0 + 1,919,418,905,679.8/7.0 + 143,143,766,666.7/6.2 + 88,080.0 × 21.0^2

+ 895,800.0 / 7.0 × 22.8^2 + 317,000.0 / 6.2 × 21.0^2 = 3.914E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Half-Deck Con'c 와 SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

Slab Con'c의 강도 = f_{ck} = 27.0 MPa

Slab의 전단 탄성계수 = G_c = 2.780E+04 / (2 (1 + 0.167)) = 1.192E+04 MPa

Half-Deck+Slab의 환산두께

t_{cu} = (140.0×14,100.9/79,000.0)+{(240.0-90.0)×(11,916.0/79,000.0)} = 47.6 mm

H = h + t_{cu}/2 + tl/2 = 1,800.0 + 47.6 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.8 mm

F = (Bu+Bl)/ 2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

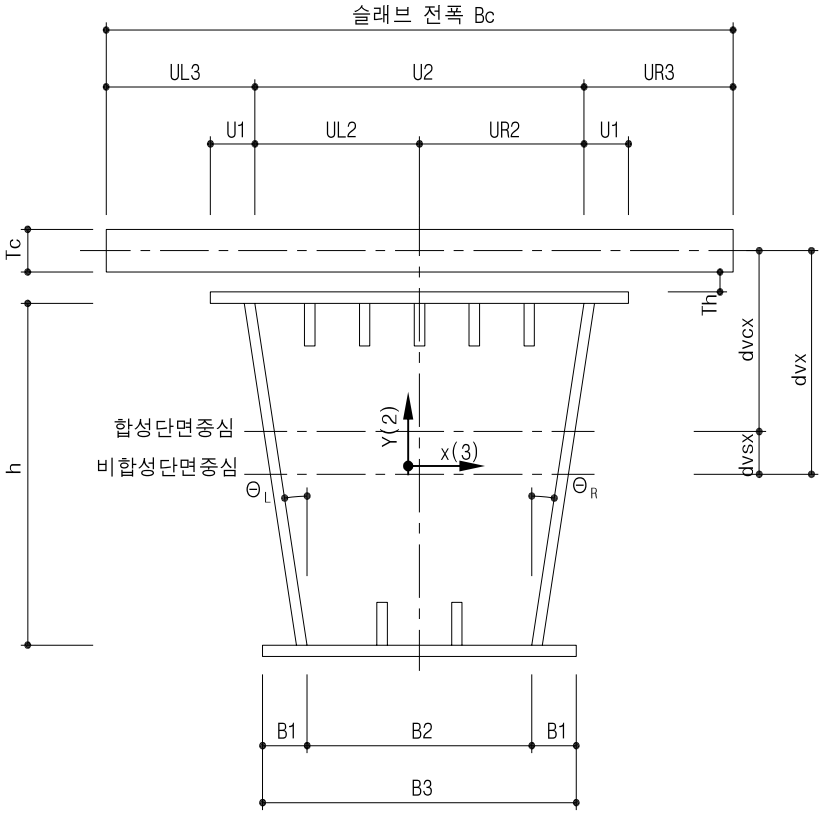
K = $4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

= $4F^2$ / {(H /cosΘ$_L$ + H /cosΘ$_R$)/tw + Bu/t_{cu} + Bl/tl}

= 4 × 4,413,494.7² / {(1,829.8 + 1,829.8) / 12.0 + 2,412.0 / 47.6

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.400E+11 mm^4

4.2 단 면 가 정(합성후)



주형의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우에는 정부모멘트에 관계없이 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려한다. (☞ 도.설 3.9.1.2)

B_c : 바닥판 콘크리트의 폭

B_h : Half-deck 콘크리트의 폭

T_c : 바닥판 콘크리트의 두께

T_{c1} : Half-deck 콘크리트의 두께

T_h : 바닥판 콘크리트의 헌치 높이

N : 강재와 콘크리트의 탄성계수비 ($N = E_s / E_c$)

A_c : 바닥판 콘크리트의 단면적

A_{ch} : Half-deck 콘크리트의 단면적

A_v : 합성후 (강재 + Half-Deck + 바닥판 콘크리트)의 환산 단면적

A_{vh} : 합성전 (강재 + Half-deck 콘크리트)의 환산 단면적

$I_{cx(y)}$: 2축(3축) 방향 바닥판 콘크리트의 단면 2차 모멘트

$I_{cxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 Half-deck 콘크리트의 단면 2차 모멘트

$d_{vx(y)}$: 2축(3축) 방향 강재단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{vxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 강재단면 도심에서 Half-deck 도심까지의 거리

$d_{vcx(y)}$: 2축(3축) 방향 합성후 합성단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{vcxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 합성전 합성단면 도심에서 Half-deck 도심까지의 거리

$d_{vsx(y)}$: 2축(3축) 방향 합성단면 도심에서 강재단면 도심까지의 거리
(합성전 및 합성후 단면에서의 도심축 이동량)

$d_{vsxh(yh)}$: 2축(3축) 방향 합성단면 도심에서 강재단면 도심까지의 거리
(합성전 및 2차 합성후 단면에서의 도심축 이동량)

I_{33} : 합성전 강재단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

I_{22} : 합성전 강재단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

I_{v33} : 합성후 단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

I_{v33h} : 합성전 단면의 3축 방향(종방향) 단면2차 모멘트

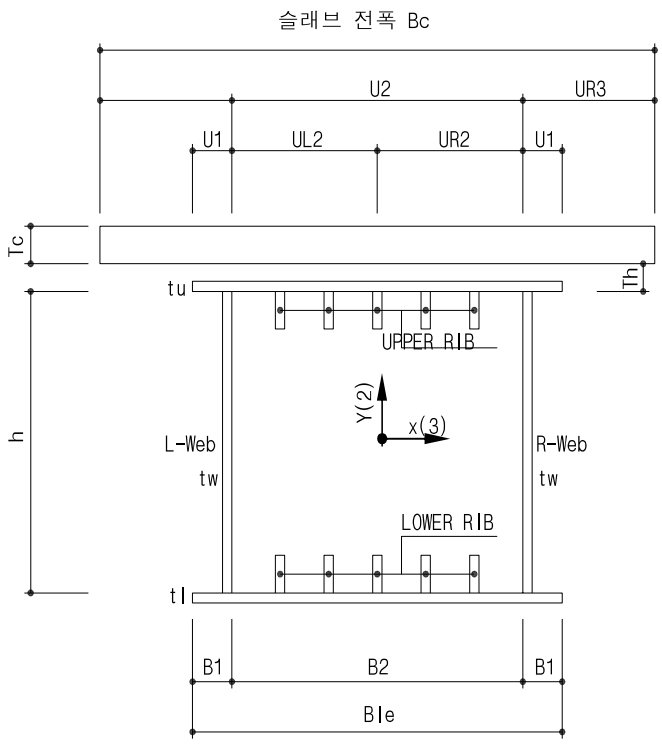
I_{v22} : 합성후 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

I_{v22h} : 합성전 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

Θ_L : 좌측 복부판과 연직선이 이루는 각도

Θ_R : 우측 복부판과 연직선이 이루는 각도

◎ FRAME SECTION NAME 21 < G2 >



Bc =	4,670.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,100.0	mm
UR3 =	1,170.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	240.0	mm
Th =	50.0	mm
h =	1,800.0	mm
n =	7.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		127,560.0	-	0.000E+00	6.955E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc = 4,670.0 \times 240.0 = 1.121E+06\ mm^2$

$Av = \sum As + Ac / N = 127,560.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.877E+05\ mm^2$

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12 = 4,670.0 \times 240.0^3 / 12 = 5.380E+09\ mm^4$

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2 = 1,800.0 / 2 - 0.0 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,070.0\ mm$

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av = 1,070.0 \times 127,560.0 / 287,674.3 = 474.5\ mm$

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,070.0 - 474.5 = 595.5\ mm$

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

$= 78,005,429,280.0 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 127,560.0 \times 595.5^2$

$+ 1,120,800.0 / 7.0 \times 474.5^2 = 1.601E+11\ mm^4$

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12 = 240.0 \times 4,670.0^3 / 12 = 2.037E+12\ mm^4$

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2 = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0\ mm$

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av = 35.0 \times 127,560.0 / 287,674.3 = 15.5\ mm$

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 35.0 - 15.5 = 19.5\ mm$

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

$= 106,351,984,600.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 127,560.0 \times 19.5^2$

$+ 1,120,800.0 / 7.0 \times 15.5^2 = 3.974E+11\ mm^4$

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3\ mm$

$H = h + tcu/2 + tl/2 = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.1\ mm$

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 \times 1,829.1 = 4.412E+06\ mm^2$

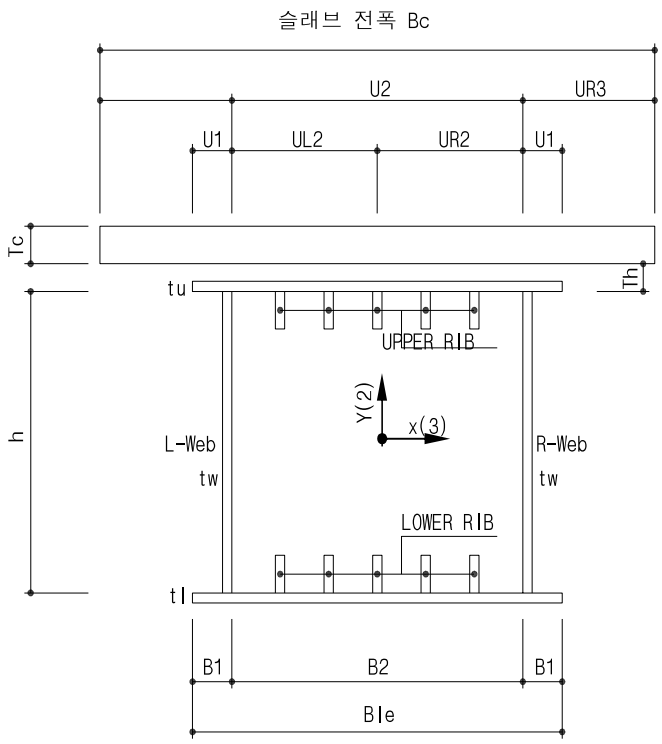
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{ (H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl \}$

$= 4 \times 4,411,892.6^2 / \{ (1,829.1 + 1,829.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3$

$+ 2,412.0 / 12.0 \} = 1.395E+11\ mm^4$

◎ FRAME SECTION NAME 22 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-907.0	-3.352E+07	3.041E+10	6.037E+05
합 계		132,840.0	-	-4.821E+06	7.070E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		132,840.0	-	0.000E+00	6.955E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 132,840.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.930E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - -36.3 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,106.3 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,106.3 × 132,840.0 / 292,954.3 = 501.6 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,106.3 - 501.6 = 604.6 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 82,231,738,819.7 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 132,840.0 × 604.6²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 501.6² = 1.719E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 132,840.0 / 292,954.3 = 15.9 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 15.9 = 19.1 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 109,418,608,600.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 132,840.0 × 19.1²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 15.9² = 4.005E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 14.0 / 2 = 1,830.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,830.1 = 4.414E+06 ㎟

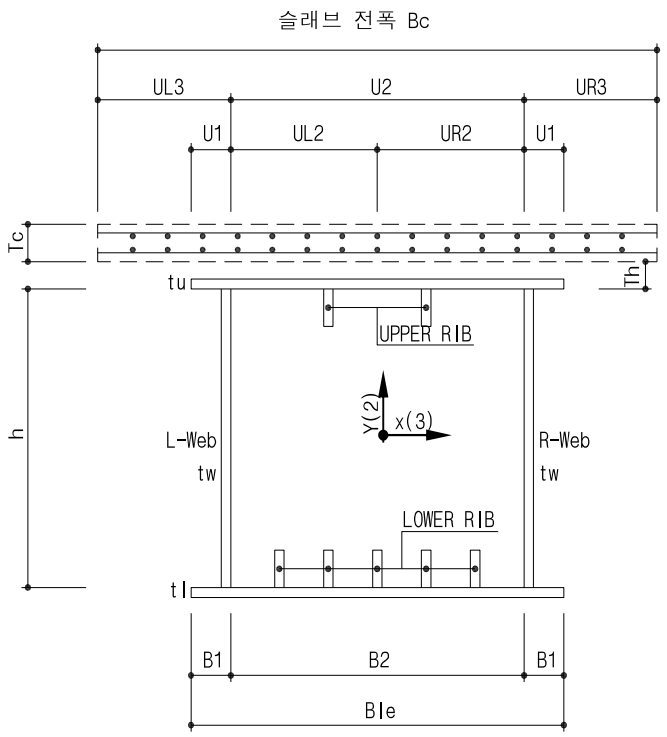
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,414,304.6² / {(1,830.1 + 1,830.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 14.0 } = 1.472E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 23 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	825.0	3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-907.0	-3.352E+07	3.041E+10	6.037E+05
합 계		126,540.0	-	-1.002E+07	6.641E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		126,540.0	-	0.000E+00	6.686E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 126,540.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.867E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - -79.2 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,149.2 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,149.2 × 126,540.0 / 286,654.3 = 507.3 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,149.2 - 507.3 = 641.9 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 77,313,791,733.8 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 126,540.0 × 641.9²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 507.3² = 1.714E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 126,540.0 / 286,654.3 = 15.5 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 15.5 = 19.5 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 106,730,505,700.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 126,540.0 × 19.5²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 15.5² = 3.978E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 14.0 / 2 = 1,830.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,830.1 = 4.414E+06 ㎟

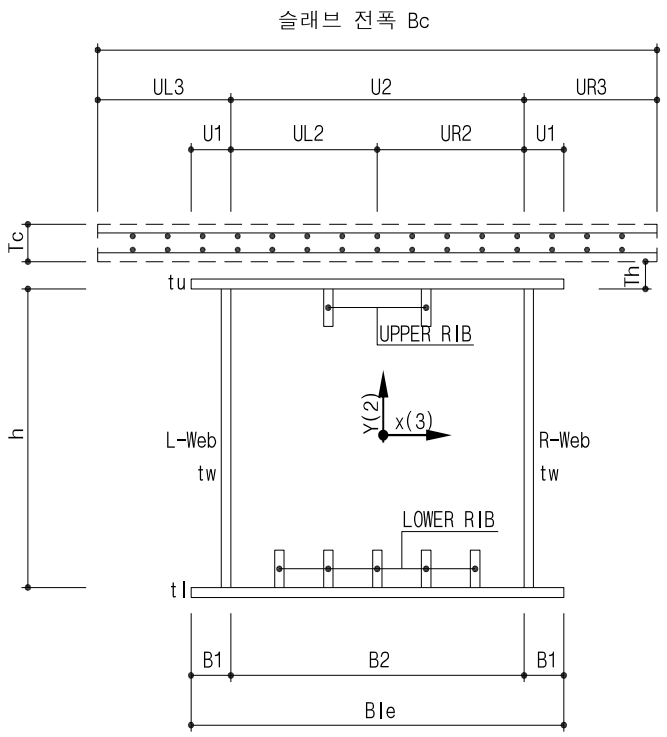
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,414,304.6² / {(1,830.1 + 1,830.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 14.0 } = 1.472E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 24 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	856.5	3.597E+06	3.081E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-938.5	-3.469E+07	3.255E+10	6.037E+05
합 계		128,052.0	-	-1.038E+07	7.118E+10	1.296E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		128,052.0	-	0.000E+00	6.906E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 128,052.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.882E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,863.0 / 2 - -81.1 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,182.6 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,182.6 × 128,052.0 / 288,166.3 = 525.5 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,182.6 - 525.5 = 657.1 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 83,300,016,527.2 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 128,052.0 × 657.1²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 525.5² = 1.836E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 128,052.0 / 288,166.3 = 15.6 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 15.6 = 19.4 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 108,929,631,076.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 128,052.0 × 19.4²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 15.6² = 4.000E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 46.3 / 2 + 14.0 / 2 = 1,893.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,893.1 = 4.566E+06 ㎟

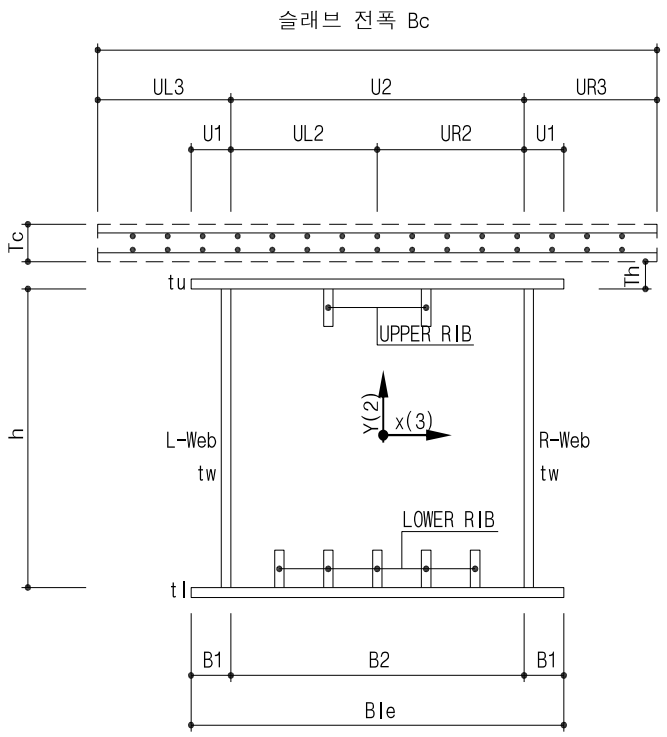
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,566,260.6² / {(1,893.1 + 1,893.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 14.0 } = 1.545E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 25 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,142.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,077.0	3.412E+07	3.675E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	996.0	4.183E+06	4.166E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-996.0	-1.046E+07	1.042E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,079.0	-4.558E+07	4.918E+10	9.011E+05
합 계		140,028.0	-	-1.773E+07	1.005E+11	1.968E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-1,206.0	-3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	1,206.0	3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		140,028.0	-	0.000E+00	7.880E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 140,028.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 3.001E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,142.0 / 2 - -126.6 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,367.6 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,367.6 × 140,028.0 / 300,142.3 = 638.1 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,367.6 - 638.1 = 729.6 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 117,945,727,439.3 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 140,028.0 × 729.6²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 638.1² = 2.584E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 140,028.0 / 300,142.3 = 16.3 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 16.3 = 18.7 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 121,735,238,884.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 140,028.0 × 18.7²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 16.3² = 4.128E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,142.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,173.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,173.1 = 5.242E+06 ㎟

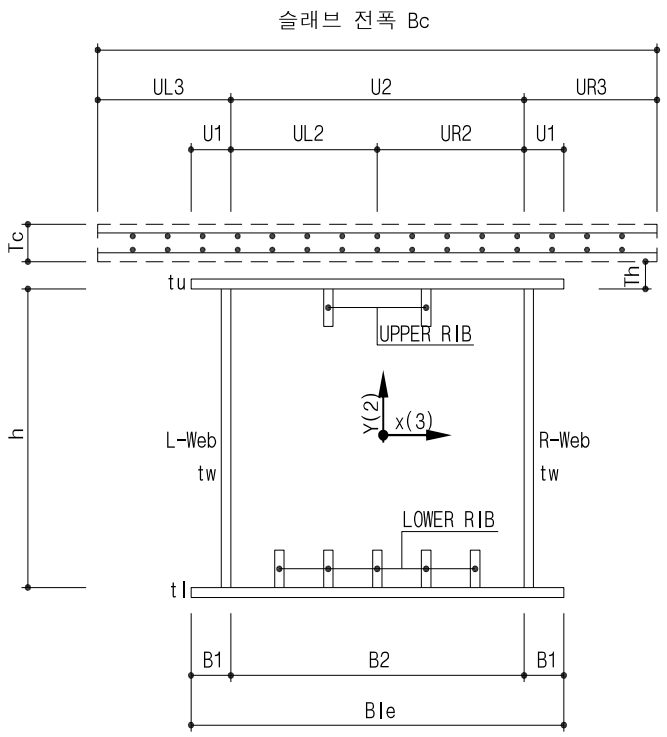
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,241,620.6² / {(2,173.1 + 2,173.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.945E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 26 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,500.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	1,256.0	3.979E+07	4.998E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,175.0	4.935E+06	5.799E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,175.0	-1.234E+07	1.450E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,258.0	-5.314E+07	6.685E+10	9.011E+05
합 계		158,620.0	-	-2.075E+07	1.371E+11	3.649E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-1,207.0	-4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	1,207.0	4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		158,620.0	-	0.000E+00	1.060E+11	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc = 4,670.0 \times 240.0 = 1.121E+06\ mm^2$

$Av = \sum As + Ac / N = 158,620.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 3.187E+05\ mm^2$

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12 = 4,670.0 \times 240.0^3 / 12 = 5.380E+09\ mm^4$

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2 = 2,500.0 / 2 - -130.8 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,550.8\ mm$

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av = 1,550.8 \times 158,620.0 / 318,734.3 = 771.8\ mm$

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,550.8 - 771.8 = 779.0\ mm$

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

$= 170,891,691,935.1 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 158,620.0 \times 779.0^2$

$+ 1,120,800.0 / 7.0 \times 771.8^2 = 3.633E+11\ mm^4$

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12 = 240.0 \times 4,670.0^3 / 12 = 2.037E+12\ mm^4$

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2 = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0\ mm$

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av = 35.0 \times 158,620.0 / 318,734.3 = 17.4\ mm$

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 35.0 - 17.4 = 17.6\ mm$

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

$= 148,945,549,433.3 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 158,620.0 \times 17.6^2$

$+ 1,120,800.0 / 7.0 \times 17.4^2 = 4.400E+11\ mm^4$

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3\ mm$

$H = h + tcu/2 + tl/2 = 2,500.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,531.1\ mm$

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 \times 2,531.1 = 6.110E+06\ mm^2$

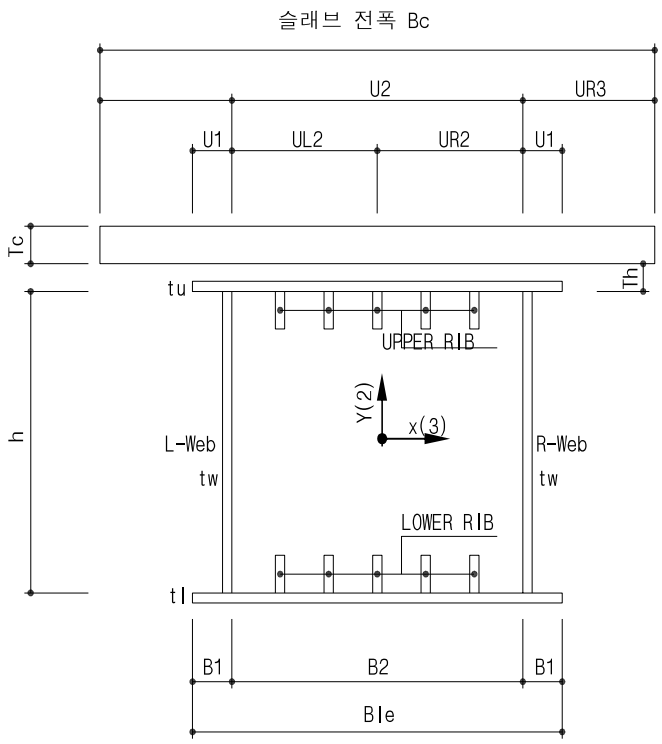
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{ (H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl \}$

$= 4 \times 6,110,178.9^2 / \{ (2,531.1 + 2,531.1) / 14.0 + 2,414.0 / 46.3$

$+ 2,414.0 / 16.0 \} = 2.645E+11\ mm^4$

◎ FRAME SECTION NAME 27 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	856.5	8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-938.5	-3.469E+07	3.255E+10	6.037E+05
합 계		134,352.0	-	-4.987E+06	7.580E+10	1.297E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
합 계		134,352.0	-	0.000E+00	7.175E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 134,352.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.945E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,863.0 / 2 - -37.1 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,138.6 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,138.6 × 134,352.0 / 294,466.3 = 519.5 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,138.6 - 519.5 = 619.1 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 88,590,234,301.8 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 134,352.0 × 619.1²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 519.5² = 1.841E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 134,352.0 / 294,466.3 = 16.0 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 16.0 = 19.0 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 111,617,733,976.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 134,352.0 × 19.0²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 16.0² = 4.027E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 46.3 / 2 + 14.0 / 2 = 1,893.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,893.1 = 4.566E+06 ㎟

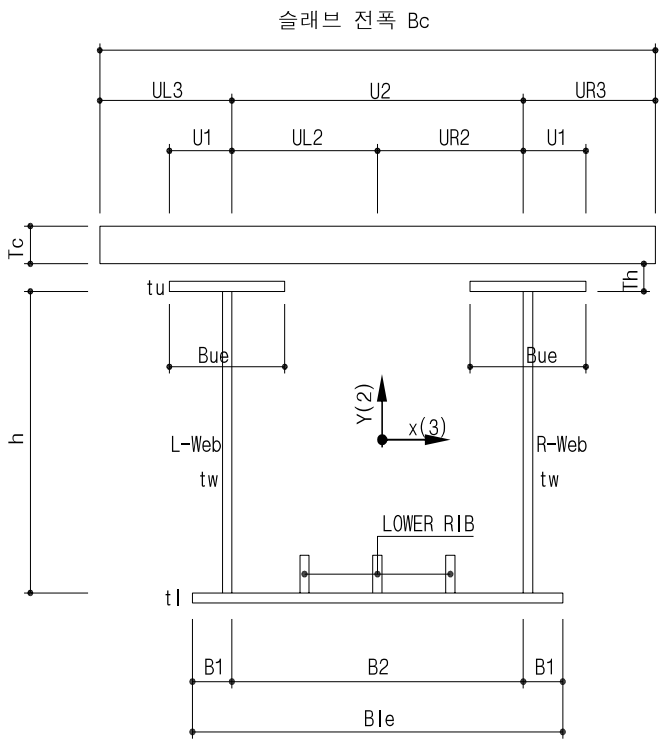
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,566,260.6² / {(1,893.1 + 1,893.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 14.0 } = 1.545E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 28 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		110,760.0	-	-3.465E+06	5.487E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		110,760.0	-	0.000E+00	6.350E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 110,760.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.709E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - -31.3 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,101.3 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,101.3 × 110,760.0 / 270,874.3 = 450.3 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,101.3 - 450.3 = 651.0 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 66,431,030,715.5 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 110,760.0 × 651.0²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 450.3² = 1.466E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 110,760.0 / 270,874.3 = 14.3 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 14.3 = 20.7 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 100,303,710,200.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 110,760.0 × 20.7²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 14.3² = 3.914E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.1 = 4.412E+06 ㎟

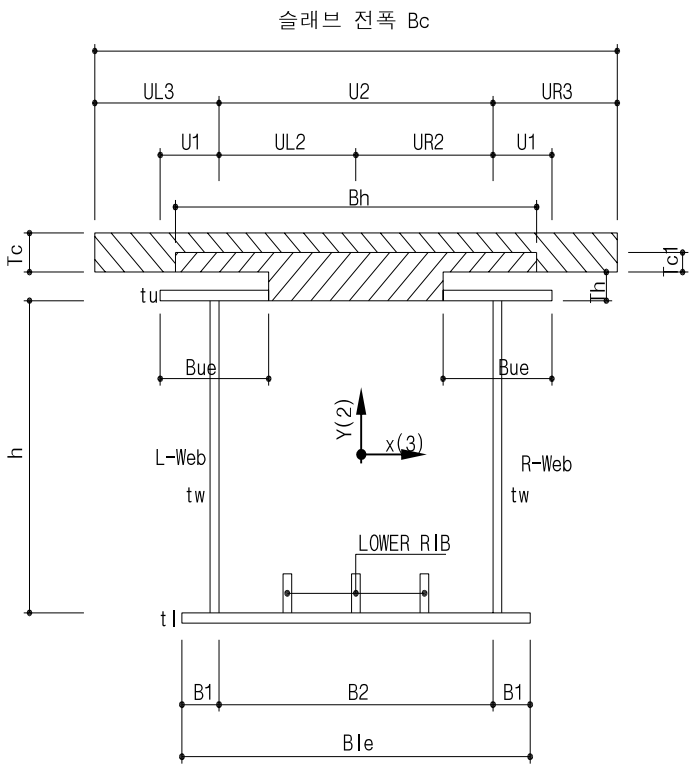
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,411,892.6² / {(1,829.1 + 1,829.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.395E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 29 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	400.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
n_h	=	6.2	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		88,680.0	-	-2.347E+07	3.674E+10	1.167E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	-1,120.0	-5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 12.0	4,800.0	1,120.0	5.376E+06	6.021E+09	6.400E+07
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		88,680.0	-	0.000E+00	7.555E+10	1.853E+10

① 합성후 단면 (Steel + Half-Deck + Slab)

A_{ch} = (Bh×Tc1) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th = 3.170E+05 ㎟

A_c = Bc×Tc - Bh×Tc1 = 4,670.0 × 240.0 - 2,500.0 × 90.0 = 8.958E+05 ㎟

A_v = ∑As + Ac / n + Ach / n_h

= 88,680.0 + 895,800.0 / 7.0 + 317,000.0 / 6.2 = 2.678E+05 ㎟

- X(3)축 방향

I_{cx} = Bc×Tc^3 /12 - Bh×$Tc1^3$ /12 + Bc×Tc×$(Tc/2)^2$

- Bh×Tc1×$(Tc1/2)^2$ - Ac×$(dvx-h/2+\delta y-Th)^2$

= 4,670.0×240.0^3 / 12 - 2,500.0×90.0^3 / 12 + 4,670.0×240.0

×$(240.0/2)^2$ - 2,500.0×90.0×$(90.0/2)^2$ - 895,800.0

×$(1,353.5-1,800.0/2 + -264.7-50.0)^2$ = 3.644E+09 ㎟

I_{cxh} = (Bh×$Tc1^3$ / 12) + {U2 - (U3-U1)×2} × Th^3 / 12

+ (Bh×Tc1) × $(Th+Tc1/2)^2$ + {U2-(U3-U1)×2} × $(Th/2)^2$

- Ach×$(dvxh - h/2 + \delta_y)^2$ = 4.910E+08 ㎟

d_{vx} = $h/2-\delta_y$+[Bc×Tc×(Th+Tc/2)-Bh×Tc1×(Th+Tc1/2)]/Ac

= 1,800.0/2 - (-264.7) + [4,670.0 × 240.0 × (50.0 + 240.0/2)

- 2,500.0 × 90.0 × (50.0 + 90.0/2)] / 895,800.0 = 1,353.5 ㎜

d_{vcx} = [d_{vx} · ∑As + (dvx - dvxh) × Ach / nh] / Av

= [1,353.5×88,680.0+(1,353.5-1,239.3)×317,000.0 / 6.2]/267,780.5 = 470.0 ㎜

d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,353.5 - 470.0 = 883.5 ㎜

I_{v33} = I_{33} + I_{cx}/n + I_{cxh}/n_h + ∑As·d_{vsx}^2 + Ac/n·d_{vcx}^2 + A_{ch}/n_h·$(d_{vxh}-d_{vsx})^2$

= 42,203,823,398.2 + 3,644,450,264.6/7.0 + 491,010,120.9/6.2+ 88,680.0

×883.5^2 + 895,800.0/7.0×470.0^2 + 317,000.0/6.2×$(1,239.3-883.5)^2$ = 1.468E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

I_{cy} = Tc×Bc^3/12 - Tc1×Bh^3/12 + Tc×Bc×$(UR2+UR3-Bc/2)^2$ - Ac×dvy^2

= 240.0×$4,670.0^3$ /12 - 90.0×$2,500.0^3$ /12 + 240.0×4,670.0×(1,200.0

+1,170.0 - 4,670.0/2)² - 895,800.0×43.8^2 = 1.919E+12 ㎟

I_{cyh} = (Tc1×Bh^3 / 12) + (Th+tu) × $\{U2 - (U3-U1)\times2\}^3$ / 12 = 1.431E+11 ㎟

d_{vy} = Tc × $[(UR2 + UR3)^2 - (UL2 + UL3)^2]$ / 2 / Ac

= 240.0×[$(1,200.0+1,170.0)^2$ - $(1,200.0+1,100.0)^2$]/2 / 895,800.0 = 43.8 ㎜

d_{vcy} = d_{vy} · ∑Avh / Av = 43.8 × 139,809.0 / 267,780.5 = 22.9 ㎜

d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 43.8 - 22.9 = 20.9 ㎜

I_{v22} = I_{22} + I_{cy}/n + I_{cxh}/n_h + ∑As·d_{vsy}^2 + Ac/n·d_{vcy}^2 + A_{ch}/n_h·d_{vsy}^2

= 94,074,206,200.0 + 1,919,418,905,679.8/7.0 + 143,143,766,666.7/6.2 + 88,680.0 × 20.9^2

+ 895,800.0 / 7.0 × 22.9^2 + 317,000.0 / 6.2 × 20.9^2 = 3.915E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Half-Deck Con'c 와 SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

Slab Con'c의 강도 = f_{ck} = 27.0 MPa

Slab의 전단 탄성계수 = G_c = 2.780E+04 / (2 (1 + 0.167)) = 1.192E+04 MPa

Half-Deck+Slab의 환산두께

t_{cu} = (140.0×14,100.9/79,000.0)+{(240.0-90.0)×(11,916.0/79,000.0)} = 47.6 mm

H = h + t_{cu}/2 + tl/2 = 1,800.0 + 47.6 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.8 mm

F = (Bu+Bl)/ 2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

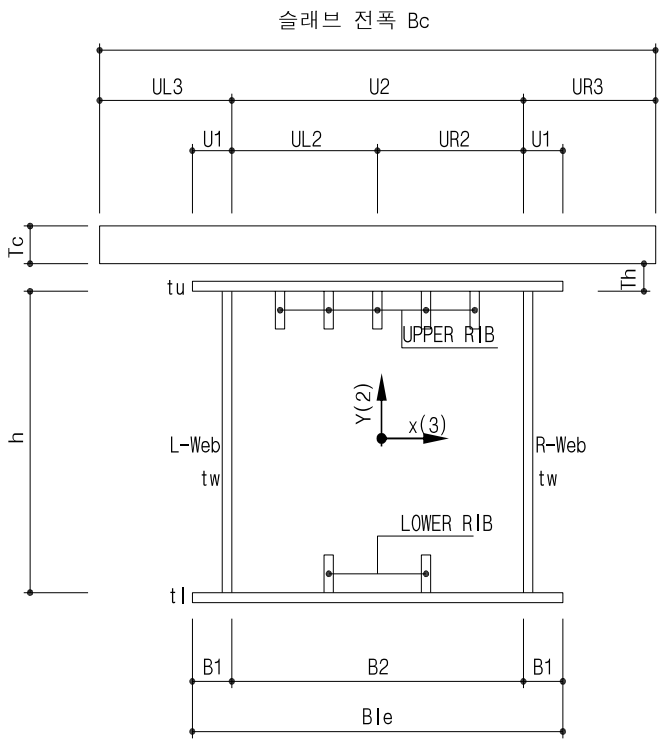
K = $4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

= $4F^2$ / {(H /cosΘ$_L$ + H /cosΘ$_R$)/tw + Bu/t_{cu} + Bl/tl}

= 4 × 4,413,494.7² / {(1,829.8 + 1,829.8) / 12.0 + 2,412.0 / 47.6

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.400E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 30 < G2 >



Bc =	4,670.0	mm
U1 =	120.0	mm
U2 =	2,400.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm
U3 =	0.0	mm
UL3 =	1,100.0	mm
UR3 =	1,170.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
B3 =	2,640.0	mm
Tc =	240.0	mm
Th =	50.0	mm
h =	1,800.0	mm
n =	7.0	
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
합 계		121,260.0	-	5.198E+06	6.201E+10	1.169E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
합 계		121,260.0	-	0.000E+00	6.686E+10	3.680E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 121,260.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.814E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - 42.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,027.1 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,027.1 × 121,260.0 / 281,374.3 = 442.7 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,027.1 - 442.7 = 584.5 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 73,482,901,725.6 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 121,260.0 × 584.5²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 442.7² = 1.470E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 121,260.0 / 281,374.3 = 15.1 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 15.1 = 19.9 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 103,663,881,700.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 121,260.0 × 19.9²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 15.1² = 3.947E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,829.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,829.1 = 4.412E+06 ㎟

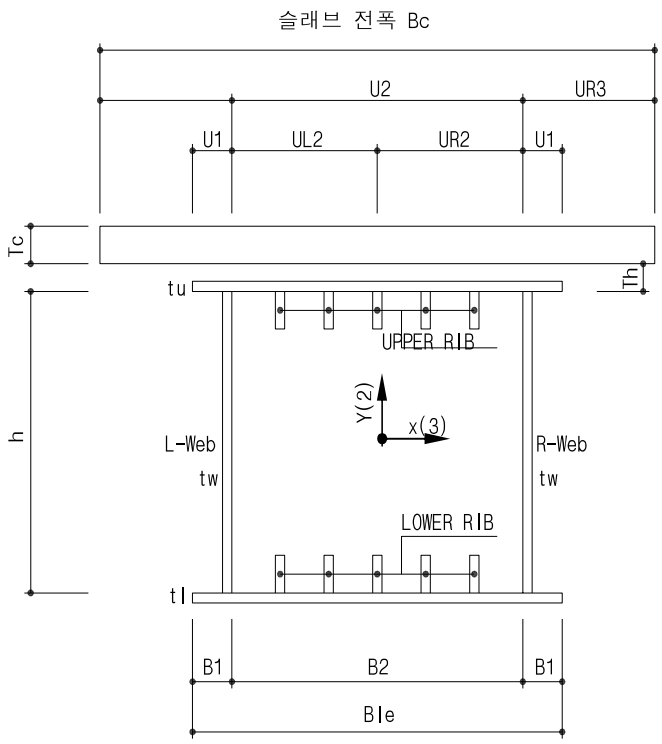
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,411,892.6² / {(1,829.1 + 1,829.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.395E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 31 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-908.0	-3.835E+07	3.483E+10	9.011E+05
합 계		138,120.0	-	-9.652E+06	7.512E+10	1.170E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-1,206.0	-2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	1,206.0	2.605E+07	3.142E+10	2.592E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		138,120.0	-	0.000E+00	6.955E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 138,120.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.982E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,800.0 / 2 - -69.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,139.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,139.9 × 138,120.0 / 298,234.3 = 527.9 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,139.9 - 527.9 = 612.0 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 86,152,753,534.5 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 138,120.0 × 612.0²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 527.9² = 1.833E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 138,120.0 / 298,234.3 = 16.2 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 16.2 = 18.8 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 112,485,232,600.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 138,120.0 × 18.8²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 16.2² = 4.036E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 1,831.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,831.1 = 4.417E+06 ㎟

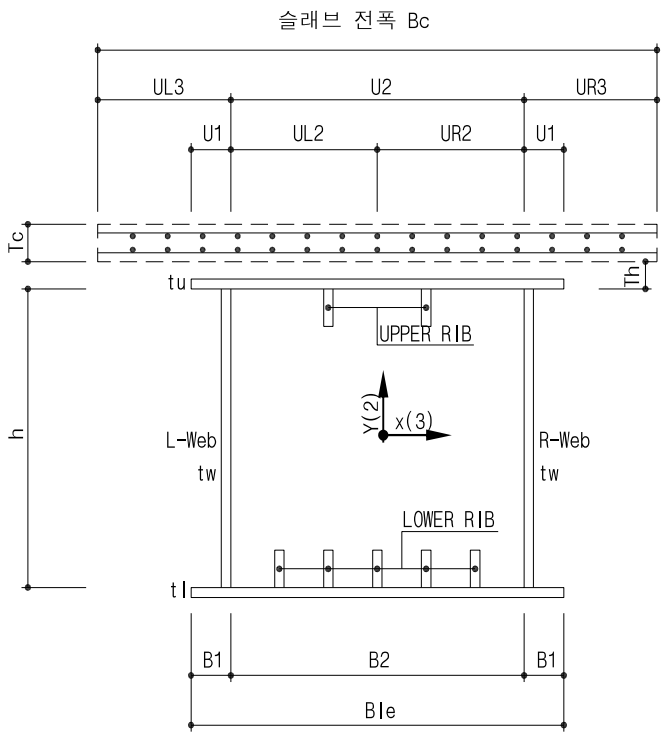
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,416,716.6² / {(1,831.1 + 1,831.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.536E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 32 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,863.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	856.5	3.597E+06	3.081E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-939.5	-3.968E+07	3.728E+10	9.011E+05
합 계		133,332.0	-	-1.538E+07	7.591E+10	1.296E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.840E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	6.860E+04
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-1,206.0	-2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	1,206.0	2.696E+07	3.252E+10	2.683E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.453E+10
합 계		133,332.0	-	0.000E+00	7.175E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 133,332.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.934E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,863.0 / 2 - -115.4 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,216.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,216.9 × 133,332.0 / 293,446.3 = 552.9 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,216.9 - 552.9 = 664.0 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 87,097,854,164.6 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 133,332.0 × 664.0²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 552.9² = 1.956E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 133,332.0 / 293,446.3 = 15.9 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 15.9 = 19.1 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 114,684,255,076.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 133,332.0 × 19.1²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 15.9² = 4.058E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,863.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 1,894.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,894.1 = 4.569E+06 ㎟

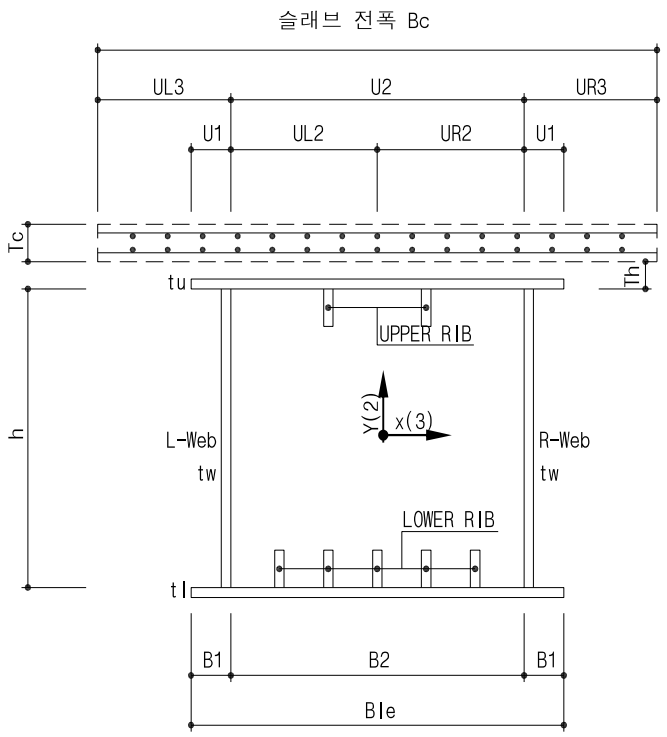
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,568,672.6² / {(1,894.1 + 1,894.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.610E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 33 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,142.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	1,078.0	3.984E+07	4.295E+10	6.037E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	996.0	4.183E+06	4.166E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-996.0	-1.046E+07	1.042E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-1,080.0	-5.132E+07	5.543E+10	1.283E+06
합 계		150,588.0	-	-1.775E+07	1.130E+11	1.969E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-1,206.0	-3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	1,206.0	3.100E+07	3.738E+10	3.084E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
합 계		150,588.0	-	0.000E+00	7.880E+10	4.907E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 150,588.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 3.107E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,142.0 / 2 - -117.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,358.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,358.9 × 150,588.0 / 310,702.3 = 658.6 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,358.9 - 658.6 = 700.3 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 130,552,686,556.8 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 150,588.0 × 700.3²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 658.6² = 2.746E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 150,588.0 / 310,702.3 = 17.0 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 17.0 = 18.0 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 127,868,486,884.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 150,588.0 × 18.0²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 17.0² = 4.190E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 14.0 + 240.0 / 7.0 = 48.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,142.0 + 48.3 / 2 + 18.0 / 2 = 2,175.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,175.1 = 5.246E+06 ㎟

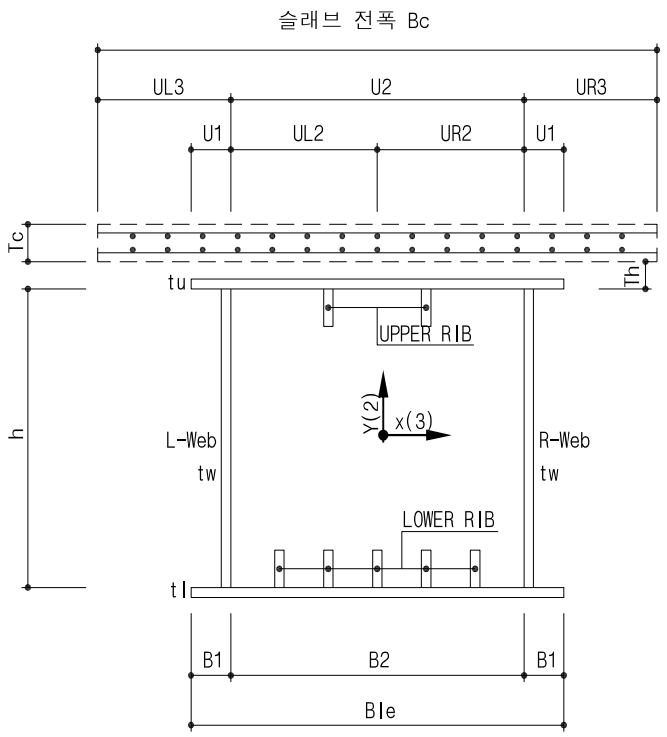
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,246,444.6² / {(2,175.1 + 2,175.1) / 12.0 + 2,412.0 / 48.3

+ 2,412.0 / 18.0 } = 2.015E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 34 < G2 >



Bc	=	4,670.0	mm
U1	=	120.0	mm
U2	=	2,400.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
U3	=	0.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
B3	=	2,640.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,500.0	mm
n	=	7.0	
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	1,257.0	4.646E+07	5.840E+10	6.037E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,175.0	4.935E+06	5.799E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,175.0	-1.234E+07	1.450E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-1,259.0	-5.983E+07	7.532E+10	1.283E+06
합 계		169,180.0	-	-2.077E+07	1.540E+11	3.649E+10

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
L-UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.147E+10
R-UPPER FL.	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	0.0	0.000E+00	6.720E+08	6.860E+04
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-1,207.0	-4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	1,207.0	4.225E+07	5.099E+10	5.717E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	0.0	0.000E+00	3.360E+09	1.715E+05
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	2.760E+10
합 계		169,180.0	-	0.000E+00	1.060E+11	4.907E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 169,180.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 3.293E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,500.0 / 2 - -122.8 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,542.8 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,542.8 × 169,180.0 / 329,294.3 = 792.6 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,542.8 - 792.6 = 750.2 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 187,954,366,881.2 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 169,180.0 × 750.2²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 792.6² = 3.845E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12$ = 240.0 × 4,670.0³ / 12 = 2.037E+12 ㎟

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2$ = 1,200.0 + 1,170.0 - 0.0 - 4,670.0 / 2 = 35.0 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av$ = 35.0 × 169,180.0 / 329,294.3 = 18.0 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 18.0 = 17.0 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 155,078,797,433.3 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 169,180.0 × 17.0²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 18.0² = 4.462E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 14.0 + 240.0 / 7.0 = 48.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,500.0 + 48.3 / 2 + 18.0 / 2 = 2,533.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 × 2,533.1 = 6.115E+06 ㎟

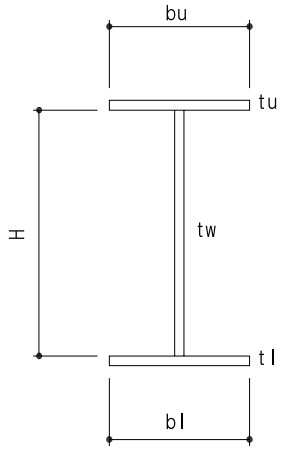
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 6,115,006.9² / {(2,533.1 + 2,533.1) / 14.0 + 2,414.0 / 48.3

+ 2,414.0 / 18.0 } = 2.740E+11 ㎟

◎ 가로보 단면 < 1 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	1,000.0	mm
tu =	12.0	mm
tw =	12.0	mm
tl =	12.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	506.0	1.822E+06	9.217E+08	4.320E+04
WEB	1 - 1,000.0 × 12.0	12,000.0	-	-	-	1.000E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-506.0	-1.822E+06	9.217E+08	4.320E+04
합 계		19,200.0	-	0.000E+00	1.843E+09	1.000E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
WEB	1 - 1,000.0 × 12.0	12,000.0	-	-	-	1.440E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
합 계		19,200.0	-	-	-	5.414E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 1,843,459,200.0 + 1,000,086,400.0 = 2.844E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 54,144,000.0 = 5.414E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

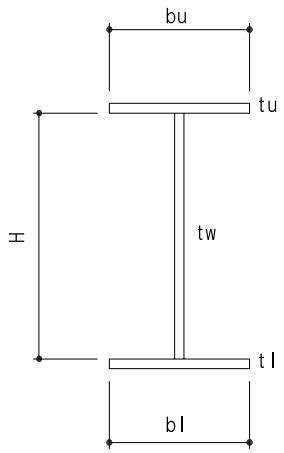
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

$= (300.0 \times 12.0^3 + 1,000.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 12.0^3) / 3$ = 9.216E+05 mm^4

◎ 가로보 단면 < 2 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	1,100.0	mm
tu =	12.0	mm
tw =	12.0	mm
tl =	12.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	556.0	2.002E+06	1.113E+09	4.320E+04
WEB	1 - 1,100.0 × 12.0	13,200.0	-	-	-	1.331E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-556.0	-2.002E+06	1.113E+09	4.320E+04
합 계		20,400.0	-	0.000E+00	2.226E+09	1.331E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
WEB	1 - 1,100.0 × 12.0	13,200.0	-	-	-	1.584E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
합 계		20,400.0	-	-	-	5.416E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 2,225,779,200.0 + 1,331,086,400.0 = 3.557E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 54,158,400.0 = 5.416E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

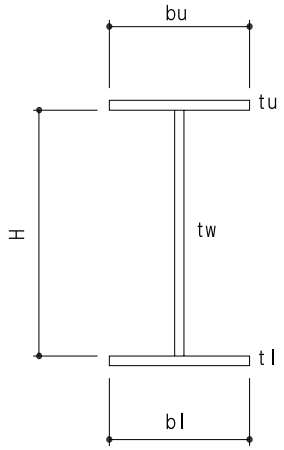
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

$= (300.0 \times 12.0^3 + 1,100.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 12.0^3) / 3$ = 9.792E+05 mm^4

◎ 가로보 단면 < 3 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	1,300.0	mm
tu =	12.0	mm
tw =	12.0	mm
tl =	12.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	656.0	2.362E+06	1.549E+09	4.320E+04
WEB	1 - 1,300.0 × 12.0	15,600.0	-	-	-	2.197E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-656.0	-2.362E+06	1.549E+09	4.320E+04
합 계		22,800.0	-	0.000E+00	3.098E+09	2.197E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
WEB	1 - 1,300.0 × 12.0	15,600.0	-	-	-	1.872E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
합 계		22,800.0	-	-	-	5.419E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 3,098,419,200.0 + 2,197,086,400.0 = 5.296E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 54,187,200.0 = 5.419E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

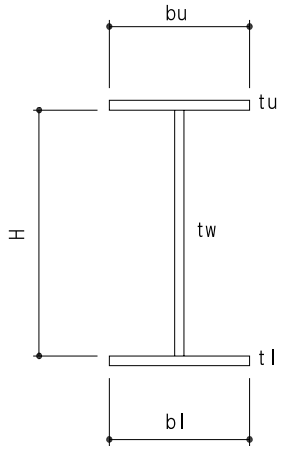
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

$= (300.0 \times 12.0^3 + 1,300.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 12.0^3) / 3$ = 1.094E+06 mm^4

◎ 가로보 단면 < 4 >



bu =	300.0	mm
bl =	300.0	mm
H =	1,500.0	mm
tu =	12.0	mm
tw =	12.0	mm
tl =	12.0	mm

X(3)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	As·Y(mm^3)	As·Y^2(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	756.0	2.722E+06	2.058E+09	4.320E+04
WEB	1 - 1,500.0 × 12.0	18,000.0	-	-	-	3.375E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-756.0	-2.722E+06	2.058E+09	4.320E+04
합 계		25,200.0	-	0.000E+00	4.115E+09	3.375E+09

Y(2)축 방향

구 분	규 격	As(mm^2)	X(mm)	As·X(mm^3)	As·X^2(mm^4)	I_{yo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
WEB	1 - 1,500.0 × 12.0	18,000.0	-	-	-	2.160E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
합 계		25,200.0	-	-	-	5.422E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 4,115,059,200.0 + 3,375,086,400.0 = 7.490E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 54,216,000.0 = 5.422E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

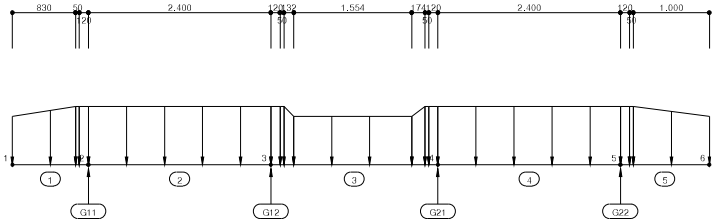
$= (300.0 \times 12.0^3 + 1,500.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 12.0^3) / 3$ = 1.210E+06 mm^4

4.3 작용하중의 산정

가. 횡방향 하중분배

1) 합성전 고정하중(슬래브 자중)

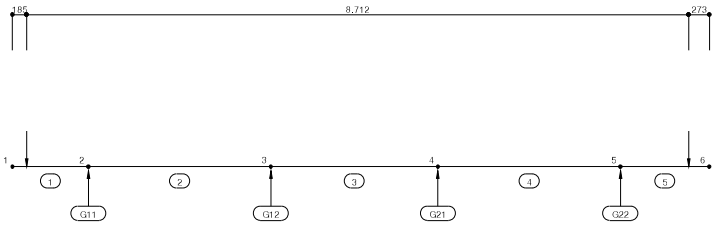
(1) 슬래브자중(STA. 0K+559.370)



하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
W1	1	0.000	-6.000	0.830	-7.250	분포하중
W2	1	0.830	-7.250	0.880	-7.250	분포하중
W3	1	0.880	-7.250	1.000	-7.250	분포하중
W4	2	0.000	-7.250	2.400	-7.250	분포하중
W5	3	0.000	-7.250	0.120	-7.250	분포하중
W6	3	0.120	-7.250	0.170	-7.250	분포하중
W7	3	0.170	-7.250	0.302	-6.000	분포하중
W8	3	0.302	-6.000	1.856	-6.000	분포하중
W9	3	1.856	-6.000	2.030	-7.250	분포하중
W10	3	2.030	-7.250	2.080	-7.250	분포하중
W11	3	2.080	-7.250	2.200	-7.250	분포하중
W12	4	0.000	-7.250	2.400	-7.250	분포하중
W13	5	0.000	-7.250	0.120	-7.250	분포하중
W14	5	0.120	-7.250	0.170	-7.250	분포하중
W15	5	0.170	-7.250	1.170	-6.000	분포하중

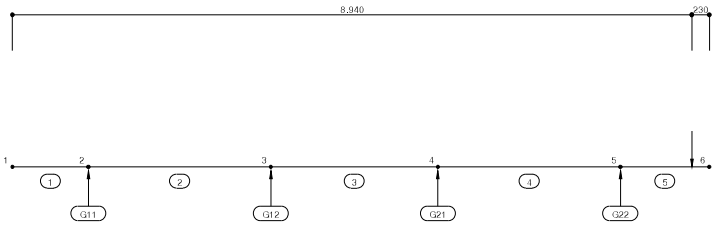
2) 합성후 고정하중

(1) 방호벽(STA. 0K+559.370)



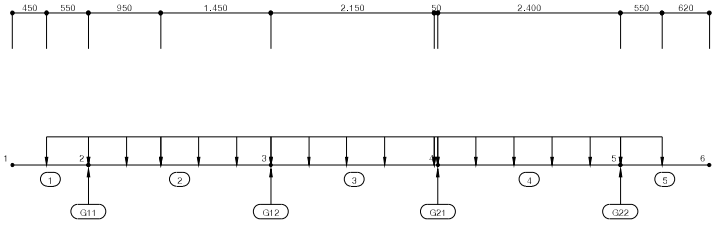
하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
P1	1	0.185	-9.839	-	-	집중하중
P2	5	0.897	-12.513	-	-	집중하중

(2) 방음벽(우)(STA. 0K+559.370)



하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
P1	5	0.940	-1.000	-	-	집중하중

(3) 아스콘(STA. 0K+559.370)



하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
W1	1	0.450	-1.175	1.000	-1.175	분포하중
W2	2	0.000	-1.175	0.950	-1.175	분포하중
W3	2	0.950	-1.175	2.400	-1.175	분포하중
W4	3	0.000	-1.175	2.150	-1.175	분포하중
W5	3	2.150	-1.175	2.200	-1.175	분포하중
W6	4	0.000	-1.175	2.400	-1.175	분포하중
W7	5	0.000	-1.175	0.550	-1.175	분포하중

3) 활하중

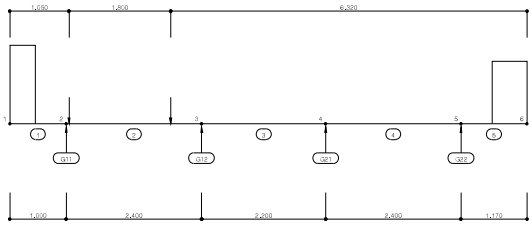
연석간의 교폭 Wc = 8.100 m (STA. 0K+559.370)

∴ 설계 차로수 N = 2 (☞ 도.설 2.1.3)

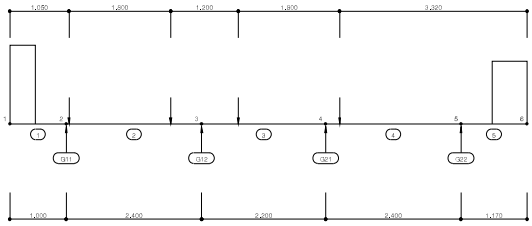
설계 차로폭 W = Wc / N = 8.100 / 2 = 4.050 > 3.6 m ⇒ W = 3.600 m

☞ 곡선교와 같이 차량의 편심재하에 대한 설계가 중요한 교량에서는 표준차로폭이나 설계차로폭에 관계없이 DB하중이나 DL하중을 표준점유폭인 3m마다 연속시켜서 설계차선수 이내로 최대의 편심효과가 일어날 수 있도록 재하한다. 설계차로폭 W = 3.0 m

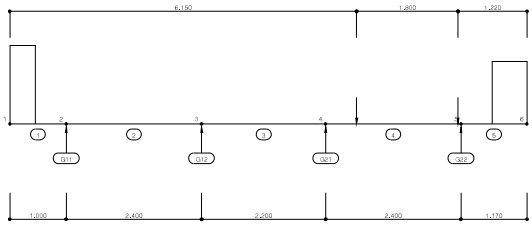
< G1 Max DB 1선 >



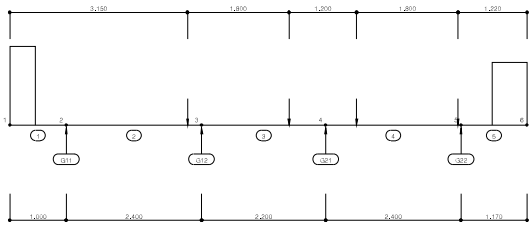
< G1 Max DB 2선 >



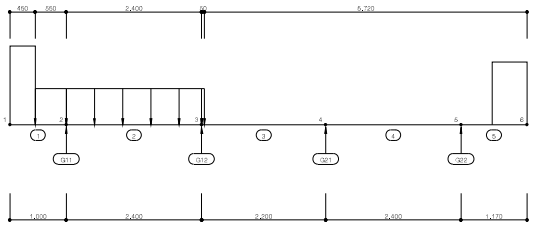
< G2 Max DB 1선 >



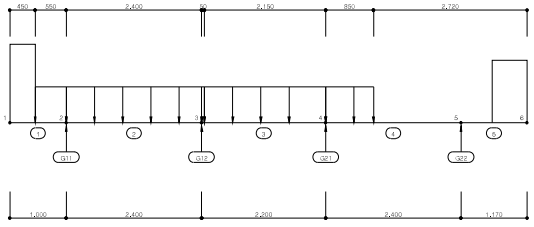
< G2 Max DB 2선 >



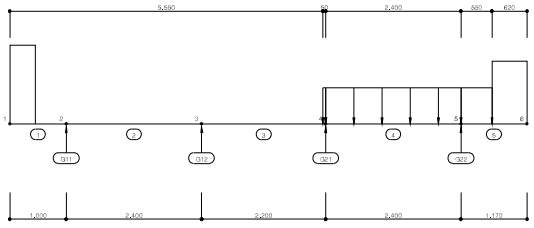
< G1 Max DL 1선 >



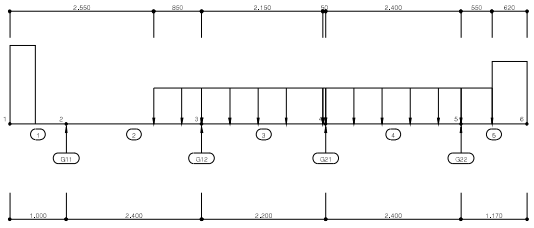
< G1 Max DL 2선 >



< G2 Max DL 1선 >



< G2 Max DL 2선 >



4) 활하중의 크기

◁ DB-24 (윤하중)

전륜 하중 Pf = 24.000 kN

후륜 하중 Pr = 96.000 kN

◁ DL-24 (차선하중)

W = 12.700 / 3.0 = 4.233 kN/m

Pm = ###### / 3.0 = 36.000 kN

Ps = ###### / 3.0 = 52.000 kN

5) 활하중 충격계수 (☞ 도.설 2.1.4)

지간장 (L) = 39.450 + 40.000 + 60.000 + 39.450 m

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크궤도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 39.45} = 0.189 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.189$$

◁ 제2 지간

$$i = \frac{15}{40 + 40} = 0.188 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.188$$

◁ 제3 지간

$$i = \frac{15}{40 + 60} = 0.150 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.150$$

◁ 제4 지간

$$i = \frac{15}{40 + 39.45} = 0.189 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.189$$

◁ 제1 내부지점

$$i = \frac{15}{40 + (39.450 + 40.000) / 2} = 0.188 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.188$$

◁ 제2 내부지점

$$i = \frac{15}{40 + (40.000 + 60.000) / 2} = 0.167 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.167$$

◁ 제3 내부지점

$$i = \frac{15}{40 + (60.000 + 39.450) / 2} = 0.167 \quad < \quad 0.3 \quad \Rightarrow \quad 0.167$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.189 를 적용함.

6) 풍하중 (☞ 도.설 2.1.11)

다음의 계산은 활하중 비재하시의 값으로 활하중 재하시에는 산정된 값의 1/2을 적용한다.

< P6 - 위치 : Sta 0+549.92 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

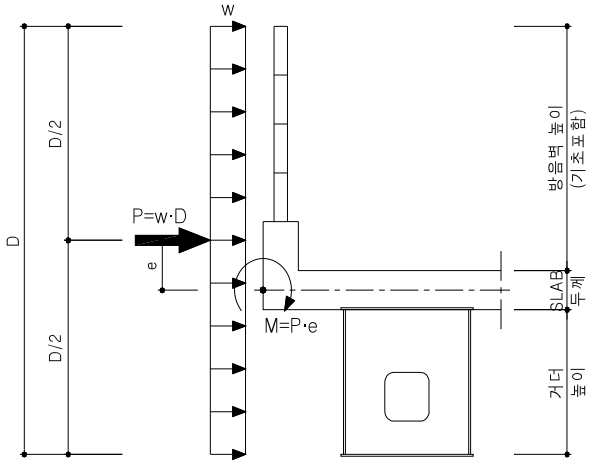
= 1.800 + 0.290 + 1.320 = 3.410 m

B / D = 9.170 / 3.410 = 2.689

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.410 / 9.170)] = 11.8 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 11.806 kN/m

w = 3462.2 N/m²

e = -0.240 m

M = -2.833 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

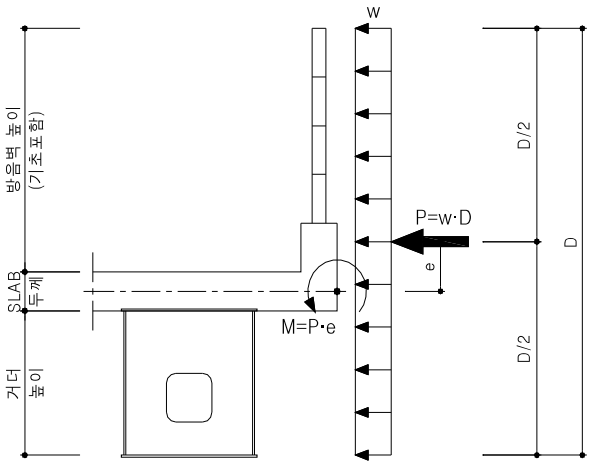
= 1.800 + 0.290 + 2.000 = 4.090 m

B / D = 9.170 / 4.090 = 2.242

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.090 / 9.170)] = 14.5 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 14.526 kN/m

w = 3551.6 N/m²

e = 0.100 m

M = 1.453 N · m/m

< P7 - 위치 : Sta 0+589.37 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

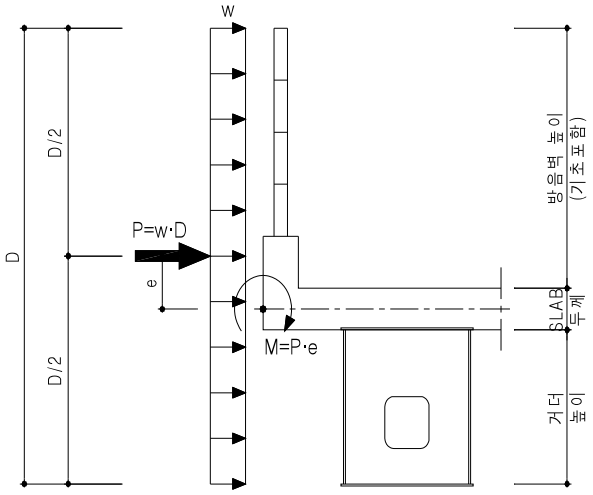
= 1.800 + 0.290 + 1.320 = 3.410 m

B / D = 9.170 / 3.410 = 2.689

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.410 / 9.170)] = 11.8 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 11.806 kN/m

w = 3462.2 N/m²

e = -0.240 m

M = -2.833 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

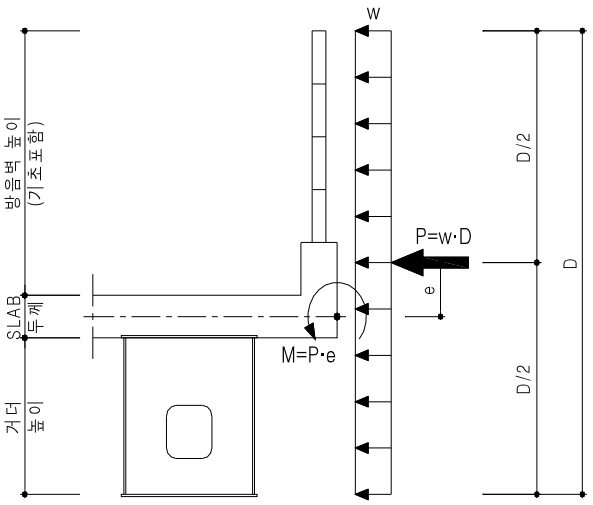
= 1.800 + 0.290 + 2.000 = 4.090 m

B / D = 9.170 / 4.090 = 2.242

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.090 / 9.170)] = 14.5 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 14.526 kN/m

w = 3551.6 N/m²

e = 0.100 m

M = 1.453 N · m/m

< P8 - 위치 : Sta 0+629.37 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

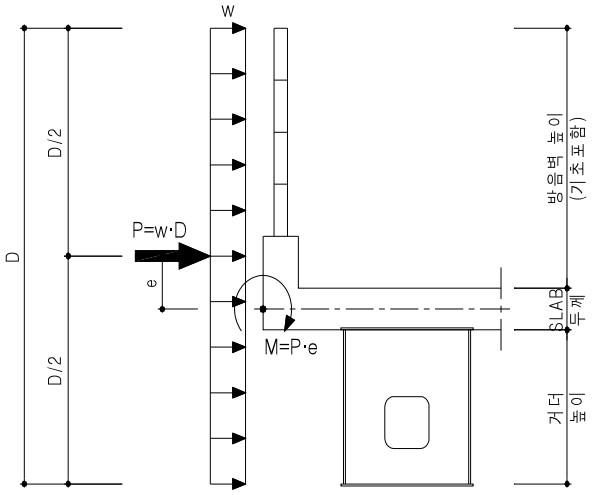
= 2.500 + 0.290 + 1.320 = 4.110 m

B / D = 9.170 / 4.110 = 2.231

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.110 / 9.170)] = 14.6 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 14.606 kN/m

w = 3553.8 N/m²

e = -0.590 m

M = -8.618 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

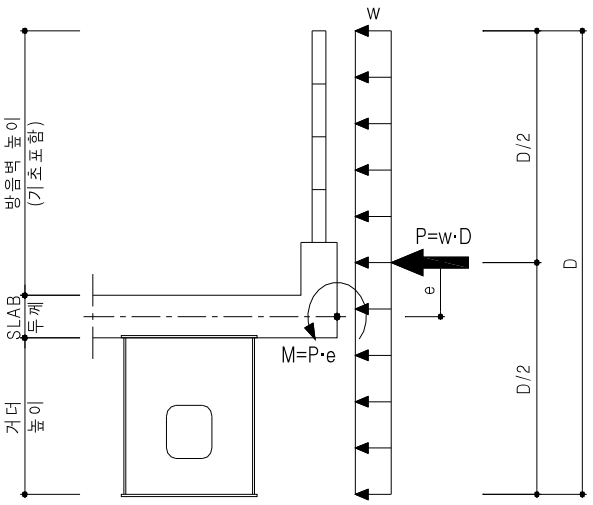
= 2.500 + 0.290 + 2.000 = 4.790 m

B / D = 9.170 / 4.790 = 1.914

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.790 / 9.170)] = 17.3 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 17.326 kN/m

w = 3617.1 N/m²

e = -0.250 m

M = -4.332 N · m/m

< P9 - 위치 : Sta 0+689.37 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

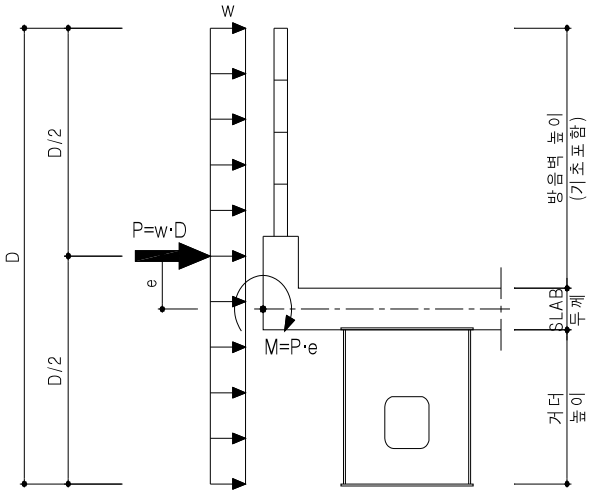
= 2.500 + 0.290 + 1.320 = 4.110 m

B / D = 9.170 / 4.110 = 2.231

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.110 / 9.170)] = 14.6 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 14.606 kN/m

w = 3553.8 N/m²

e = -0.590 m

M = -8.618 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

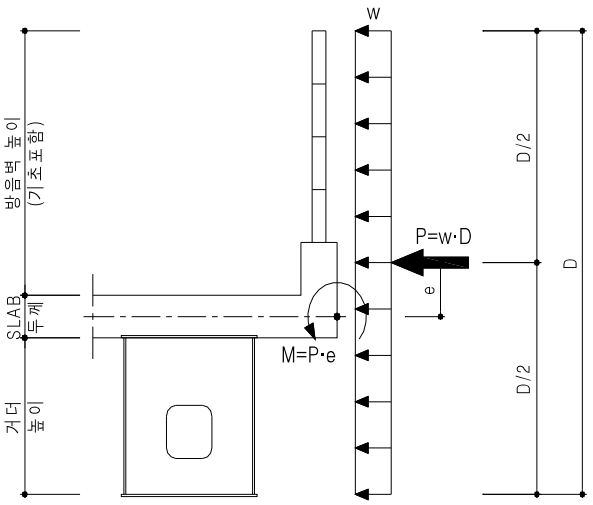
= 2.500 + 0.290 + 2.000 = 4.790 m

B / D = 9.170 / 4.790 = 1.914

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.790 / 9.170)] = 17.3 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 17.326 kN/m

w = 3617.1 N/m²

e = -0.250 m

M = -4.332 N · m/m

< A2 - 위치 : Sta 0+728.82 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

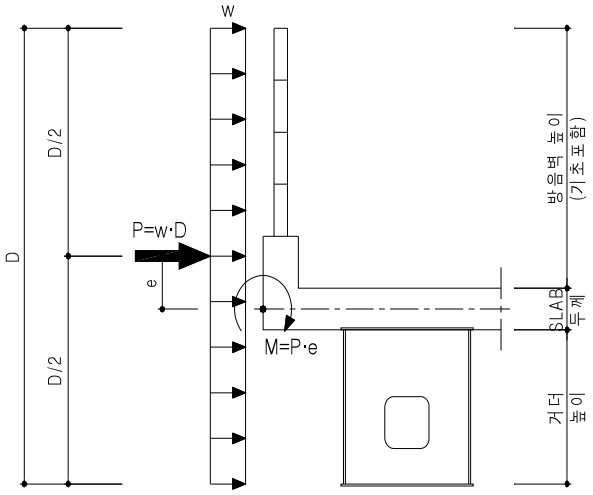
= 1.800 + 0.290 + 1.320 = 3.410 m

B / D = 9.170 / 3.410 = 2.689

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.410 / 9.170)] = 11.8 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 11.806 kN/m

w = 3462.2 N/m²

e = -0.240 m

M = -2.833 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

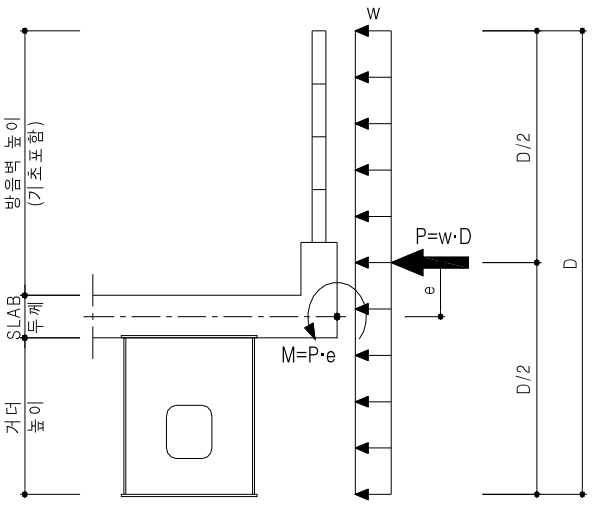
= 1.800 + 0.290 + 2.000 = 4.090 m

B / D = 9.170 / 4.090 = 2.242

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.090 / 9.170)] = 14.5 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 14.526 kN/m

w = 3551.6 N/m²

e = 0.100 m

M = 1.453 N · m/m

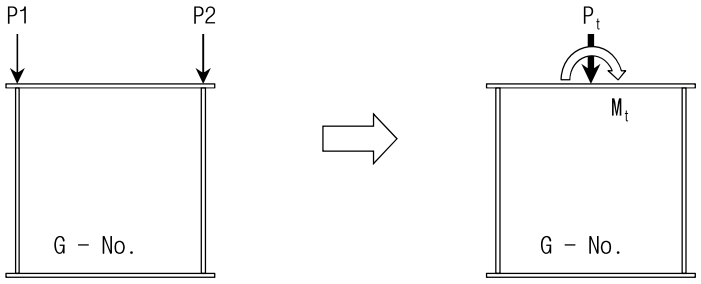
나. 주형별 작용 하중

1) 강재자중 - 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재자중 42.746 % 할증적용

총강재중량 / 모델링 강재중량 = 5212.030 kN / 3651.270 kN = 1.42746

- 단 면 - 1 : 0.114 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 12.815 kN/m
- 단 면 - 2 : 0.119 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 13.353 kN/m
- 단 면 - 3 : 0.088 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 9.870 kN/m
- 단 면 - 4 : 0.128 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 14.294 kN/m
- 단 면 - 5 : 0.133 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 14.885 kN/m
- 단 면 - 6 : 0.127 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 14.180 kN/m
- 단 면 - 7 : 0.128 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 14.349 kN/m
- 단 면 - 8 : 0.140 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 15.691 kN/m
- 단 면 - 9 : 0.159 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 17.774 kN/m
- 단 면 - 10 0.134 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 15.055 kN/m
- 단 면 - 11 0.087 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 9.722 kN/m
- 단 면 - 12 0.089 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 9.937 kN/m
- 단 면 - 13 0.121 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 13.588 kN/m
- 단 면 - 14 0.138 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 15.477 kN/m
- 단 면 - 15 0.133 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 14.941 kN/m
- 단 면 - 16 0.151 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 16.874 kN/m
- 단 면 - 17 0.169 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 18.958 kN/m
- 가로보 - 1 : 0.019 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 2.151 kN/m
- 가로보 - 2 : 0.020 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 2.286 kN/m
- 가로보 - 3 : 0.023 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 2.555 kN/m
- 가로보 - 4 : 0.025 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.42746 = 2.824 kN/m

2) 합성전 고정하중(Half-deck)



< Sta 0+559.37 >

거더 No.	거더폭(m)	Half-deck 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	8.750				
G - 2	2.400	8.750				

< Sta 0+564.37 >

거더 No.	거더폭(m)	Half-deck 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	8.750				
G - 2	2.400	8.750				

< Sta 0+569.37 >

거더 No.	거더폭(m)	Half-deck 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	8.750				
G - 2	2.400	8.750				

< Sta 0+654.37 >

거더 No.	거더폭(m)	Half-deck 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	8.750				
G - 2	2.400	8.750				

< Sta 0+659.37 >

거더 No.	거더폭(m)	Half-deck 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	8.750				
G - 2	2.400	8.750				

< Sta 0+669.37 >

거더 No.	거더폭(m)	Half-deck 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	8.750				
G - 2	2.400	8.750				

< Sta 0+714.37 >

거더 No.	거더폭(m)	Half-deck 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	8.750				
G - 2	2.400	8.750				

< Sta 0+719.37 >

거더 No.	거더폭(m)	Half-deck 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	8.750				
G - 2	2.400	8.750				

< Sta 0+549.92 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	26.536	28.391	54.927	2.226	
G - 2	2.400	26.575	29.686	56.261	3.733	

< Sta 0+554.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.680	31.211	0.179	
G - 2	2.400	14.676	17.318	31.994	3.170	

< Sta 0+559.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.679	31.210	0.178	
G - 2	2.400	14.678	17.318	31.996	3.168	

< Sta 0+564.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.678	31.209	0.176	
G - 2	2.400	14.680	17.318	31.998	3.166	

< Sta 0+569.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.677	31.208	0.175	
G - 2	2.400	14.682	17.318	32.000	3.163	

< Sta 0+574.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.676	31.207	0.174	
G - 2	2.400	14.684	17.317	32.001	3.160	

< Sta 0+579.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.675	31.206	0.173	
G - 2	2.400	14.686	17.317	32.003	3.157	

< Sta 0+584.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.675	31.206	0.173	
G - 2	2.400	14.688	17.317	32.005	3.155	

< Sta 0+589.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+594.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+599.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+604.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+609.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+614.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+619.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+624.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+629.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+634.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+639.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+644.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+649.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+654.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+659.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+664.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+669.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+674.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+679.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+684.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+689.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+694.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+699.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+704.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+709.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+714.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+719.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

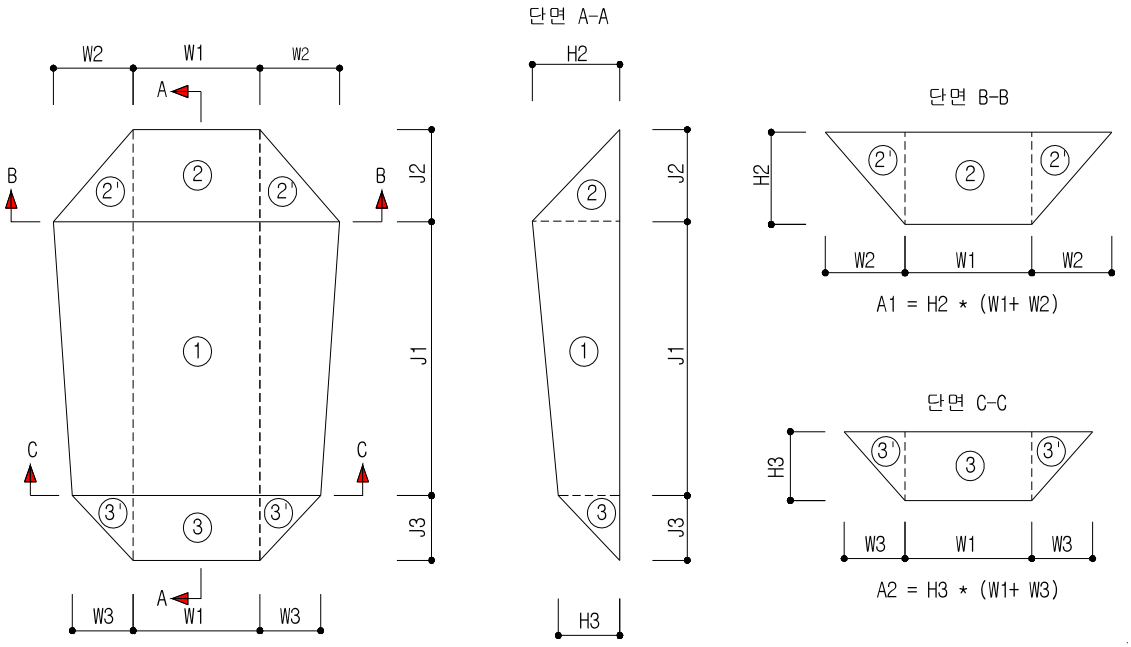
< Sta 0+724.37 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	15.531	15.674	31.205	0.172	
G - 2	2.400	14.690	17.317	32.007	3.152	

< Sta 0+728.82 >

거더 No.	거더폭(m)	슬래브 자중				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m/m)	
G - 1	2.400	26.536	28.391	54.927	2.226	
G - 2	2.400	26.575	29.686	56.261	3.733	

가로보 헌치 자중



* 산식 정리

V(1)

= 1/2 × J1 × (A1 + A2) = 1/2 × J1 × (H2 × (W1 + W2) + H3 × (W1 + W3))

V(2) + (2')

= (1/2 × H2 × J2 × W1) + (1/2 × H2 × J2 × W2 × 1/3) × 2 ea

V(3) + (3')

= (1/2 × H3 × J3 × W1) + (1/2 × H3 × J3 × W3 × 1/3) × 2 ea

가로보 단위 길이당 작용 하중

∴ Σ V × 단위중량 / 가로보 길이

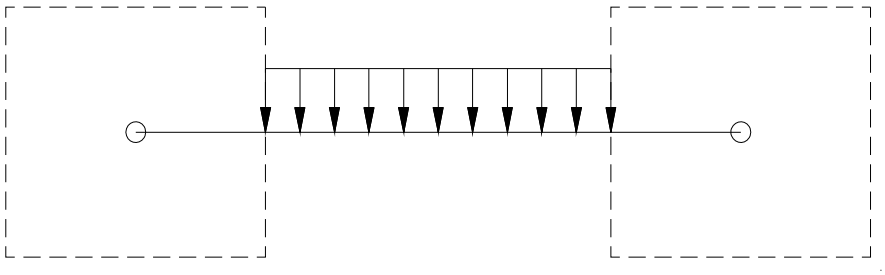
* 입력자료

위치	폭원(m)			길이(m)			높이(m)		가로보 길이
	W1	W2	W3	J1	J2	J3	H2	H3	
G1-C1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G1-C2	0.400	0.150	0.150	1.555	0.134	0.170	0.038	0.038	1.712
G1-C3	0.400	0.150	0.150	1.554	0.133	0.173	0.038	0.038	1.712
G1-C4	0.400	0.150	0.150	1.552	0.131	0.176	0.038	0.038	1.712
G1-C5	0.400	0.150	0.150	1.551	0.129	0.180	0.038	0.038	1.713
G1-C6	0.400	0.150	0.150	1.549	0.128	0.183	0.038	0.038	1.714
G1-C7	0.400	0.150	0.150	1.547	0.126	0.187	0.038	0.038	1.714
G1-C8	0.400	0.150	0.150	1.544	0.125	0.190	0.038	0.038	1.715
G1-C9	0.400	0.150	0.150	1.542	0.124	0.195	0.038	0.038	1.715
G1-C10	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C11	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C12	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C13	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C14	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C15	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C16	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C17	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C18	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C19	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C20	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C21	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C22	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C23	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C24	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C25	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C26	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C27	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C28	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C29	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C30	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C31	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C32	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C33	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C34	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C35	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.195	0.038	0.038	1.716
G1-C36	0.400	0.150	0.150	1.542	0.123	0.196	0.038	0.038	1.716
G1-C37	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

* 계산자료

위치	체적(㎥)				단위중량 (kN/㎥)	길이당 중량 (kN/m)
	V(1)	V(2)+(2')	V(3)+(3')	Σ V		
G1-C1	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000
G1-C2	0.033	0.001	0.002	0.035	25.000	0.517
G1-C3	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.517
G1-C4	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C5	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C6	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.515
G1-C7	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.515
G1-C8	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C9	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C10	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C11	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C12	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C13	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C14	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C15	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C16	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C17	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C18	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C19	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C20	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C21	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C22	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C23	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C24	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C25	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C26	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C27	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C28	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C29	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C30	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C31	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C32	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C33	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C34	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C35	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C36	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.514
G1-C37	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000

* 가로보 하중 작용위치



3) 합성후 고정하중

< Sta 0+549.92 >

거더 No.	거더폭(m)	Pavement 및 방호벽, 중분대				비 고
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	
G - 1	2.400	15.647	-0.420	15.227	-19.280	
G - 2	2.400	-3.984	21.625	17.641	30.731	

상기 하중과 점검로 등의 부속설비 하중으로 500.0 N/m² 을 설계에 반영(강도로교 상세부 설계지침 P131)

거더당 작용하는 부속설비 하중 W(kN/m) = 0.5 kN/m² × 슬래브 평균폭(m) / 총거더수

W = 0.50 × 9.170 / 2 = 2.293 kN/m

4) 활하중

< DB-24 G1 MAX > : 단위하중재하

차선 재하	거더No.	거더폭(m)	격자해석용 거더별 활하중 계수					비 고
			P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	e(m)	
1 차선	G - 1	2.400	1.117	1.006	2.123	-0.133	-0.062	
	G - 2	2.400	-0.145	0.021	-0.123	0.199	-1.617	
2 차선	G - 1	2.400	1.061	1.728	2.789	0.800	0.287	
	G - 2	2.400	1.177	0.034	1.211	-1.372	-1.132	

< DB-24 G2 MAX > : 단위하중재하

차선 재하	거더No.	거더폭(m)	격자해석용 거더별 활하중 계수					비 고
			P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	e(m)	
1 차선	G - 1	2.400	0.021	-0.145	-0.123	-0.199	1.617	
	G - 2	2.400	1.006	1.117	2.123	0.133	0.062	
2 차선	G - 1	2.400	0.034	1.177	1.211	1.372	1.132	
	G - 2	2.400	1.728	1.061	2.789	-0.800	-0.287	

< DL-24 G1 MAX > : 단위하중재하

차선 재하	거더No.	거더폭(m)	격자해석용 거더별 활하중 계수					비 고
			P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	e(m)	
1 차선	G - 1	2.400	1.665	1.533	3.198	-0.159	-0.050	
	G - 2	2.400	-0.233	0.034	-0.198	0.320	-1.617	
2 차선	G - 1	2.400	1.582	2.592	4.173	1.212	0.290	
	G - 2	2.400	1.795	0.032	1.827	-2.115	-1.158	

< DL-24 G2 MAX > : 단위하중재하

차선 재하	거더No.	거더폭(m)	격자해석용 거더별 활하중 계수					비 고
			P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN)	e(m)	
1 차선	G - 1	2.400	0.034	-0.233	-0.198	-0.320	1.617	
	G - 2	2.400	1.533	1.665	3.198	0.159	0.050	
2 차선	G - 1	2.400	0.032	1.795	1.827	2.115	1.158	
	G - 2	2.400	2.592	1.582	4.173	-1.212	-0.290	

- 풍하중

< P6 - 위치 : Sta. 0+549.92 >

- LWind (Left -> Right)

LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	-2.066	2.066	kN/m
	P2			
	Pt	-2.066	2.066	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-11.806	0.000	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	2.348	-2.348	kN/m
	P2			
	Pt	2.348	-2.348	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< P7 - 위치 : Sta. 0+589.37 >

- LWind (Left -> Right)

LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	-2.066	2.066	kN/m
	P2			
	Pt	-2.066	2.066	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-11.806	0.000	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	2.348	-2.348	kN/m
	P2			
	Pt	2.348	-2.348	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< P8 - 위치 : Sta. 0+629.37 >

- LWind (Left -> Right)

LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	-2.556	2.556	kN/m
	P2			
	Pt	-2.556	2.556	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-14.606	0.000	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	2.804	-2.804	kN/m
	P2			
	Pt	2.804	-2.804	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< P9 - 위치 : Sta. 0+689.37 >

- LWind (Left -> Right)

LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	-2.556	2.556	kN/m
	P2			
	Pt	-2.556	2.556	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-14.606	0.000	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	2.804	-2.804	kN/m
	P2			
	Pt	2.804	-2.804	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< A2 - 위치 : Sta. 0+728.82 >

- LWind (Left -> Right)

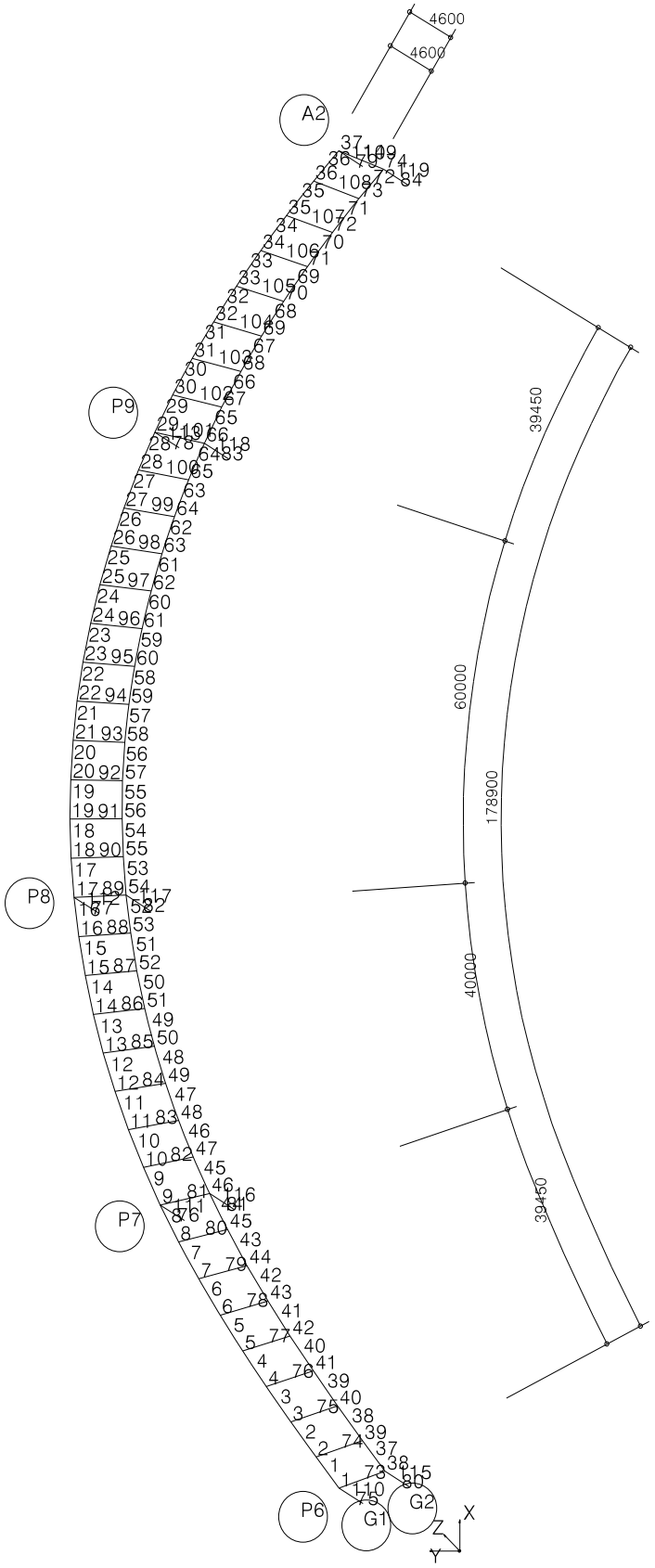
LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	-2.066	2.066	kN/m
	P2			
	Pt	-2.066	2.066	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-11.806	0.000	kN/m

- RWind (Right -> Left)

RWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	2.348	-2.348	kN/m
	P2			
	Pt	2.348	-2.348	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

4.4 모델링 및 단면제원

1) 모델링



2) 단면 제정수

- 주형 (합성전)

구 분		A (mm²)	I33 (mm⁴)	I22 (mm⁴)	K (mm⁴)	비 고
FRM.SEC-1	합성전	1.144E+05	5.587E+10	9.611E+10	9.016E+10	
	절점번호	1, 37, 38, 74				
FRM.SEC-2	합성전	1.192E+05	7.211E+10	1.031E+11	1.085E+11	
	절점번호	2, 6, 36, 39, 43, 73				
FRM.SEC-3	합성전	1.392E+05	9.148E+10	1.171E+11	1.281E+11	
	절점번호	3, 4, 5, 34, 35, 40, 41, 42, 71, 72				
FRM.SEC-4	합성전	1.276E+05	7.801E+10	1.064E+11	1.085E+11	
	절점번호	7, 11, 12, 13, 14, 33, 44, 48, 49, 50, 51, 70				
FRM.SEC-5	합성전	1.328E+05	8.223E+10	1.094E+11	1.132E+11	
	절점번호	8, 20, 45, 57				
FRM.SEC-6	합성전	1.265E+05	7.731E+10	1.067E+11	1.132E+11	
	절점번호	9, 10, 46, 47				
FRM.SEC-7	합성전	1.281E+05	8.330E+10	1.089E+11	1.194E+11	
	절점번호	15, 52				
FRM.SEC-8	합성전	1.400E+05	1.179E+11	1.217E+11	1.521E+11	
	절점번호	16, 18, 53, 55				
FRM.SEC-9	합성전	1.586E+05	1.709E+11	1.489E+11	2.071E+11	
	절점번호	17, 54				
FRM.SEC-10	합성전	1.344E+05	8.859E+10	1.116E+11	1.194E+11	
	절점번호	19, 56				
FRM.SEC-11	합성전	8.676E+04	3.951E+10	8.217E+10	1.085E+11	
	절점번호	21, 58				
FRM.SEC-12	합성전	1.398E+05	9.210E+10	1.172E+11	1.281E+11	
	절점번호	22, 23, 25, 59, 60, 62				
FRM.SEC-13	합성전	1.213E+05	7.348E+10	1.037E+11	1.085E+11	
	절점번호	24, 61				
FRM.SEC-14	합성전	1.381E+05	8.615E+10	1.125E+11	1.171E+11	
	절점번호	26, 32, 63, 69				

구 분		A (mm²)	I33 (mm⁴)	I22 (mm⁴)	K (mm⁴)	비 고
FRM.SEC-15	합성전	1.333E+05	8.710E+10	1.147E+11	1.234E+11	
	절점번호	27, 31, 64, 68				
FRM.SEC-16	합성전	1.506E+05	1.306E+11	1.279E+11	1.627E+11	
	절점번호	28, 30, 65, 67				
FRM.SEC-17	합성전	1.692E+05	1.880E+11	1.551E+11	2.216E+11	
	절점번호	29, 66				

- 주형 (합성후)

구	분	A (mm²)	I33 (mm⁴)	I22 (mm⁴)	K (mm⁴)	비 고
FRM.SEC-1	합성후	3.972E+05	1.478E+11	5.736E+11	1.239E+11	
	절점번호	1, 37				
FRM.SEC-2	합성후	2.734E+05	1.445E+11	3.636E+11	1.395E+11	
	절점번호	2, 6, 36				
FRM.SEC-3	합성후	2.614E+05	1.443E+11	3.608E+11	1.400E+11	
	절점번호	3, 4, 5, 34, 35				
FRM.SEC-4	합성후	2.818E+05	1.587E+11	3.669E+11	1.395E+11	
	절점번호	7, 11, 12, 13, 14, 33				
FRM.SEC-5	합성후	2.871E+05	1.703E+11	3.700E+11	1.472E+11	
	절점번호	8, 20				
FRM.SEC-6	합성후	2.808E+05	1.699E+11	3.673E+11	1.472E+11	
	절점번호	9, 10				
FRM.SEC-7	합성후	2.823E+05	1.819E+11	3.695E+11	1.545E+11	
	절점번호	15				
FRM.SEC-8	합성후	2.943E+05	2.560E+11	3.823E+11	1.945E+11	
	절점번호	16, 18				
FRM.SEC-9	합성후	3.129E+05	3.597E+11	4.095E+11	2.645E+11	
	절점번호	17				
FRM.SEC-10	합성후	2.886E+05	1.824E+11	3.722E+11	1.545E+11	
	절점번호	19				
FRM.SEC-11	합성후	2.410E+05	1.431E+11	3.427E+11	1.395E+11	
	절점번호	21				
FRM.SEC-12	합성후	2.620E+05	1.455E+11	3.609E+11	1.400E+11	
	절점번호	22, 23, 25				
FRM.SEC-13	합성후	2.755E+05	1.459E+11	3.642E+11	1.395E+11	
	절점번호	24				
FRM.SEC-14	합성후	2.924E+05	1.816E+11	3.730E+11	1.536E+11	
	절점번호	26, 32				
FRM.SEC-15	합성후	2.876E+05	1.937E+11	3.752E+11	1.610E+11	
	절점번호	27, 31				

구	분	A (mm²)	I33 (mm⁴)	I22 (mm⁴)	K (mm⁴)	비 고
FRM.SEC-16	합성후	3.049E+05	2.720E+11	3.884E+11	2.015E+11	
	절점번호	28, 30				
FRM.SEC-17	합성후	3.235E+05	3.808E+11	4.156E+11	2.740E+11	
	절점번호	29				
FRM.SEC-18	합성후	4.079E+05	1.489E+11	6.297E+11	1.239E+11	
	절점번호	38, 74				
FRM.SEC-19	합성후	2.793E+05	1.457E+11	3.942E+11	1.395E+11	
	절점번호	39, 43, 73				
FRM.SEC-20	합성후	2.672E+05	1.455E+11	3.914E+11	1.400E+11	
	절점번호	40, 41, 42, 71, 72				
FRM.SEC-21	합성후	2.877E+05	1.601E+11	3.974E+11	1.395E+11	
	절점번호	44, 48, 49, 50, 51, 70				
FRM.SEC-22	합성후	2.930E+05	1.719E+11	4.005E+11	1.472E+11	
	절점번호	45, 57				
FRM.SEC-23	합성후	2.867E+05	1.714E+11	3.978E+11	1.472E+11	
	절점번호	46, 47				
FRM.SEC-24	합성후	2.882E+05	1.836E+11	4.000E+11	1.545E+11	
	절점번호	52				
FRM.SEC-25	합성후	3.001E+05	2.584E+11	4.128E+11	1.945E+11	
	절점번호	53, 55				
FRM.SEC-26	합성후	3.187E+05	3.633E+11	4.400E+11	2.645E+11	
	절점번호	54				
FRM.SEC-27	합성후	2.945E+05	1.841E+11	4.027E+11	1.545E+11	
	절점번호	56				
FRM.SEC-28	합성후	2.469E+05	1.444E+11	3.732E+11	1.395E+11	
	절점번호	58				
FRM.SEC-29	합성후	2.678E+05	1.468E+11	3.915E+11	1.400E+11	
	절점번호	59, 60, 62				
FRM.SEC-30	합성후	2.814E+05	1.470E+11	3.947E+11	1.395E+11	
	절점번호	61				

구 분		A (mm²)	I33 (mm⁴)	I22 (mm⁴)	K (mm⁴)	비 고
FRM.SEC-31	합성후	2.982E+05	1.833E+11	4.036E+11	1.536E+11	
	절점번호	63, 69				
FRM.SEC-32	합성후	2.934E+05	1.956E+11	4.058E+11	1.610E+11	
	절점번호	64, 68				
FRM.SEC-33	합성후	3.107E+05	2.746E+11	4.190E+11	2.015E+11	
	절점번호	65, 67				
FRM.SEC-34	합성후	3.293E+05	3.845E+11	4.462E+11	2.740E+11	
	절점번호	66				

- 가로보 및 세로보

구 분		A (mm²)	I33 (mm⁴)	I22 (mm⁴)	K (mm⁴)	비 고
FRM.SEC-1	단면제원	1.920E+04	2.844E+09	5.414E+07	9.216E+05	
	부재번호	73, 109				
FRM.SEC-2	단면제원	2.040E+04	3.557E+09	5.416E+07	9.792E+05	
	부재번호	74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 103, 104, 105, 106, 107, 108				
FRM.SEC-3	단면제원	2.280E+04	5.296E+09	5.419E+07	1.094E+06	
	부재번호	88, 90, 100, 102				
FRM.SEC-4	단면제원	2.520E+04	7.490E+09	5.422E+07	1.210E+06	
	부재번호	89, 101				

3) 하 중 조 합

(1) CASE 1 : 합성전 고정하중 (단면 : Steel)

① STEEL 자중

② 콘크리트 자중

ⓐ 바닥판 자중

ⓑ 가로보헌치 자중

③ Half-deck 자중

(2) CASE 2 : 합성후 고정하중 (단면 : Steel + Slab)

① 포장, 보도, 방음벽 및 방호책 등 합성후 고정하중

② 점검로 등의 부속설비 하중(500 N/m²)

(3) CASE 3 : 활하중 및 풍하중 (단면 : Steel + Slab)

- 단위하중을 재하하여 나온 횡분배된 결과를 기준으로 각 거더별 가중치를 산정

SAP2000 Program의 BRIDGE 기능을 이용 거더별로 산정한 가중치를 곱하여 단면력을 산정

① DB-24 하중 : 표준트럭하중을 연행하중으로 적용하였으며, 뒷바퀴간의 간격을 4.2~9.0m로 적용

② DL-24 하중 : 차선하중은 SAP BRIDGE에서 재하하였으며, Ps 및 Pm 하중은 재하경간내에서 검토단면에 최대단면력을 발생시키는 위치에 재하

③ 풍 하 중 : 교량에 측면에 작용하는 풍하중을 횡분배 산정 후 적용

(4) CASE 4 : 지점침하 (단면 : Steel + Slab)

- 합성후 단면에 대하여 각 지점 위치별 10 mm 의 부등침하를 조합하여 적용

4) 부재력 집계

[BENDING MOMENT]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
1	1	1.351	0.977	0.650	6.720	-6.377	33.725	-24.713	0.354	-0.345	P6
	2	1,253.638	1,567.309	1,107.535	2,060.019	-219.277	112.135	-78.052	89.071	-61.602	
2	2	1,254.608	1,568.060	1,107.765	2,062.699	-219.684	113.824	-79.296	88.955	-61.684	
	3	2,187.271	2,618.113	1,949.681	3,214.069	-446.611	86.910	-62.146	188.941	-126.451	
3	3	2,188.521	2,619.135	1,950.004	3,217.292	-447.096	88.570	-63.373	188.794	-126.566	
	4	2,659.885	3,077.889	2,340.140	3,724.379	-718.677	70.003	-50.751	289.211	-192.313	
4	4	2,660.878	3,078.725	2,340.575	3,726.347	-719.694	70.819	-51.350	288.990	-192.415	
	5	2,674.277	2,959.502	2,269.694	3,728.106	-965.647	62.805	-46.490	390.069	-259.140	
5	5	2,674.641	2,959.821	2,270.166	3,728.180	-966.666	62.421	-46.180	389.708	-259.189	
	6	2,197.740	2,271.482	1,735.965	3,330.279	-1,248.722	56.833	-43.554	491.430	-326.532	
6	6	2,197.187	2,271.085	1,736.515	3,326.911	-1,249.446	55.113	-42.169	490.844	-326.470	
	7	1,206.902	974.981	745.380	2,453.079	-1,543.893	38.346	-31.142	590.023	-392.566	
7	7	1,205.384	973.916	745.909	2,446.148	-1,543.749	35.875	-28.994	589.205	-392.376	
	8	-265.056	-979.340	-657.977	1,474.689	-2,310.376	36.476	-52.625	668.412	-447.338	
8	8	-267.245	-980.765	-657.917	1,470.476	-2,312.285	37.701	-53.099	667.684	-447.182	
	9	-2,106.790	-3,651.739	-2,338.674	1,189.051	-4,618.133	315.115	-436.065	673.813	-461.497	P7
9	9	-2,108.591	-3,652.664	-2,339.699	1,186.886	-4,621.803	283.477	-368.701	674.330	-462.066	P7
	10	-1,143.010	-1,454.019	-1,262.579	1,087.192	-2,545.484	26.937	-27.771	597.796	-343.373	
10	10	-1,144.171	-1,454.357	-1,265.059	1,092.912	-2,544.500	26.200	-27.854	598.759	-344.067	
	11	-538.946	25.189	-465.462	2,297.564	-2,056.543	32.421	-25.007	449.509	-239.856	
11	11	-539.657	25.123	-467.805	2,303.527	-2,059.676	34.144	-26.671	450.687	-240.031	
	12	-306.548	741.158	-79.186	3,038.041	-2,294.802	29.240	-26.715	281.622	-185.463	
12	12	-307.011	740.957	-80.696	3,041.181	-2,295.957	30.275	-27.611	282.653	-185.528	
	13	-447.883	684.304	-143.775	3,265.129	-2,688.043	12.637	-17.889	154.619	-193.218	
13	13	-448.112	683.806	-144.339	3,264.933	-2,688.480	12.462	-17.617	153.716	-193.263	
	14	-962.200	-145.778	-663.869	3,019.731	-3,278.592	17.842	-15.250	323.228	-271.455	
14	14	-961.992	-146.301	-663.423	3,015.011	-3,276.777	17.994	-16.251	322.170	-271.330	
	15	-1,846.432	-1,744.559	-1,625.391	2,279.337	-3,834.198	52.786	-74.741	484.617	-346.395	
15	15	-1,845.317	-1,744.364	-1,623.912	2,272.552	-3,829.163	52.154	-75.139	483.426	-346.104	
	16	-3,104.068	-4,095.726	-2,981.786	1,444.339	-4,941.854	156.555	-237.871	623.397	-410.800	
16	16	-3,101.381	-4,093.967	-2,979.304	1,441.949	-4,939.145	155.532	-232.891	622.424	-410.505	
	17	-4,743.216	-7,110.035	-4,565.441	1,248.518	-7,442.219	554.963	-819.666	682.603	-478.879	P8
17	17	-4,732.787	-7,098.462	-4,564.604	1,238.366	-7,441.368	507.726	-726.162	683.285	-481.666	P8
	18	-2,423.016	-3,677.417	-2,475.011	1,314.804	-4,301.094	138.575	-186.709	677.090	-480.895	
18	18	-2,417.569	-3,672.898	-2,472.319	1,317.540	-4,284.404	134.800	-183.113	678.303	-481.527	
	19	-431.721	-865.249	-571.227	1,780.578	-2,263.723	23.564	-32.367	595.148	-434.549	

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
19	19	-426.057	-860.125	-568.550	1,786.089	-2,256.069	18.084	-25.073	596.492	-435.196	
	20	1,176.629	1,198.548	944.143	2,628.924	-1,316.478	26.206	-18.426	490.494	-374.434	
20	20	1,181.862	1,203.556	946.687	2,637.799	-1,313.945	32.806	-23.189	491.578	-374.862	
	21	2,295.522	2,587.227	2,012.022	3,518.641	-1,105.184	48.946	-33.507	378.001	-309.444	
21	21	2,299.471	2,591.143	2,013.997	3,529.233	-1,106.731	53.419	-36.755	378.775	-309.619	
	22	2,947.814	3,411.137	2,618.370	4,188.338	-1,097.658	59.740	-40.348	264.095	-243.598	
22	22	2,949.786	3,413.147	2,619.293	4,193.711	-1,098.774	61.470	-41.749	264.604	-243.546	
	23	3,138.639	3,631.347	2,762.613	4,395.229	-1,146.843	63.407	-42.320	149.742	-177.513	
23	23	3,138.237	3,630.937	2,762.213	4,395.000	-1,147.151	62.320	-41.848	150.080	-177.289	
	24	2,830.452	3,278.384	2,444.705	4,131.988	-1,206.997	61.304	-40.259	221.197	-163.500	
24	24	2,827.611	3,275.510	2,443.049	4,126.083	-1,206.862	57.512	-37.947	220.632	-163.483	
	25	2,028.111	2,323.917	1,662.022	3,479.864	-1,370.239	51.355	-32.712	324.683	-208.175	
25	25	2,023.362	2,319.184	1,659.587	3,472.774	-1,369.165	45.340	-28.796	323.902	-208.003	
	26	708.994	801.855	418.564	2,742.050	-1,617.795	31.849	-21.065	427.102	-252.253	
26	26	703.147	796.163	415.869	2,732.954	-1,620.101	24.305	-16.743	426.046	-251.908	
	27	-1,069.070	-1,449.671	-1,267.644	1,799.274	-2,573.147	21.979	-19.412	521.968	-305.153	
27	27	-1,074.844	-1,455.017	-1,270.024	1,792.716	-2,580.478	27.512	-26.794	520.713	-304.674	
	28	-3,228.358	-4,442.307	-3,332.134	865.865	-4,504.426	137.468	-163.477	593.262	-404.330	
28	28	-3,233.379	-4,446.563	-3,334.050	863.730	-4,521.030	140.781	-166.096	592.220	-403.903	
	29	-5,727.155	-8,034.499	-5,558.104	627.133	-7,685.930	505.740	-667.814	587.024	-463.525	P9
29	29	-5,731.257	-8,038.131	-5,560.480	628.550	-7,697.480	603.395	-905.276	586.528	-463.235	P9
	30	-3,604.268	-4,623.901	-3,587.583	1,122.529	-5,149.424	177.578	-273.054	601.299	-449.534	
30	30	-3,605.679	-4,624.741	-3,589.168	1,126.530	-5,152.170	177.749	-276.431	602.499	-449.988	
	31	-1,866.927	-1,849.521	-1,804.867	2,328.419	-4,001.979	68.218	-97.268	540.341	-397.671	
31	31	-1,866.679	-1,848.679	-1,805.459	2,336.001	-4,006.220	68.198	-95.779	541.732	-398.103	
	32	-518.082	177.507	-403.151	3,273.628	-3,311.400	33.084	-35.445	456.205	-334.034	
32	32	-517.144	178.886	-402.949	3,279.287	-3,312.194	32.552	-33.720	457.337	-334.252	
	33	438.450	1,435.410	560.883	3,761.019	-2,640.323	14.577	-11.101	364.383	-266.402	
33	33	439.302	1,436.387	561.558	3,763.648	-2,639.021	14.424	-11.797	365.227	-266.414	
	34	1,005.151	1,944.215	1,066.973	3,789.922	-1,918.595	18.077	-24.923	270.828	-198.035	
34	34	1,005.474	1,944.352	1,067.762	3,787.749	-1,915.979	17.182	-24.320	271.434	-197.895	
	35	1,097.997	1,868.534	1,110.775	3,258.745	-1,222.549	49.370	-43.842	176.654	-130.560	
35	35	1,097.675	1,867.835	1,111.555	3,252.574	-1,219.182	46.959	-41.995	177.116	-130.319	
	36	703.039	1,230.554	702.944	2,089.541	-582.279	87.839	-65.862	82.148	-64.110	
36	36	702.423	1,229.625	703.364	2,083.119	-579.475	85.084	-63.657	82.516	-63.883	
	37	-0.119	-0.489	-0.047	4.235	-4.862	36.759	-27.056	0.595	-0.608	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
37	38	1.433	0.972	-1.558	8.102	-5.319	3.470	-2.280	0.194	-0.119	P6
	39	1,188.505	1,523.489	1,174.174	1,983.244	-211.102	55.916	-70.282	87.622	-55.881	
38	39	1,189.431	1,524.157	1,173.640	1,982.259	-211.974	54.291	-67.751	87.497	-55.957	
	40	2,149.326	2,598.366	2,037.297	3,140.289	-460.975	37.464	-41.932	187.390	-123.552	
39	40	2,150.609	2,599.383	2,037.042	3,139.359	-462.032	35.904	-39.587	187.236	-123.669	
	41	2,635.077	3,067.734	2,427.959	3,651.259	-712.397	26.124	-26.369	286.365	-190.083	
40	41	2,636.072	3,068.547	2,427.939	3,651.039	-713.212	25.413	-25.325	286.137	-190.186	
	42	2,649.192	2,948.926	2,359.677	3,617.830	-1,007.040	26.048	-27.055	384.255	-255.406	
41	42	2,649.545	2,949.221	2,359.844	3,618.565	-1,007.655	26.504	-27.764	383.890	-255.456	
	43	2,173.975	2,263.782	1,839.094	3,213.995	-1,265.268	32.273	-36.586	481.051	-319.871	
42	43	2,173.392	2,263.347	1,839.337	3,215.672	-1,265.265	34.186	-39.462	480.466	-319.815	
	44	1,192.129	980.560	864.543	2,347.172	-1,521.832	34.804	-42.096	579.778	-385.233	
43	44	1,190.526	979.417	864.818	2,349.557	-1,520.301	38.093	-47.043	578.967	-385.053	
	45	-267.043	-967.104	-602.875	1,384.505	-2,132.336	15.302	-11.076	697.407	-461.119	
44	45	-269.313	-968.608	-603.079	1,385.068	-2,127.703	10.122	-7.700	696.710	-460.982	
	46	-2,115.609	-3,725.893	-2,691.280	1,130.562	-4,475.082	353.871	-259.498	885.821	-576.335	P7
45	46	-2,117.611	-3,726.961	-2,692.553	1,128.424	-4,475.648	353.503	-259.198	885.911	-576.594	P7
	47	-1,137.954	-1,438.076	-1,189.076	1,038.300	-2,327.372	8.819	-6.102	626.859	-359.097	
46	47	-1,139.208	-1,438.429	-1,191.214	1,037.293	-2,329.050	13.292	-8.860	627.808	-359.801	
	48	-538.078	36.747	-310.910	2,210.766	-2,005.320	51.323	-64.727	439.411	-233.853	
47	48	-538.840	36.684	-312.786	2,210.042	-2,009.967	48.551	-60.691	440.578	-234.007	
	49	-308.253	741.720	74.180	2,921.125	-2,246.736	61.507	-80.892	271.398	-178.962	
48	49	-308.752	741.545	73.337	2,920.659	-2,248.667	60.244	-79.274	272.438	-179.017	
	50	-447.929	685.083	6.360	3,140.028	-2,676.930	67.187	-92.063	150.886	-187.599	
49	50	-448.179	684.630	6.826	3,139.769	-2,677.310	67.761	-93.241	149.963	-187.653	
	51	-957.817	-133.077	-509.462	2,913.675	-3,230.607	71.749	-101.163	318.141	-264.784	
50	51	-957.612	-133.497	-507.403	2,914.274	-3,228.126	73.999	-104.860	317.093	-264.674	
	52	-1,840.851	-1,716.391	-1,486.499	2,211.639	-3,771.597	59.401	-87.204	492.130	-344.837	
51	52	-1,839.710	-1,716.025	-1,482.441	2,211.985	-3,765.168	62.764	-92.606	490.948	-344.563	
	53	-3,105.179	-4,079.340	-2,969.585	1,364.712	-4,626.652	22.354	-24.107	687.820	-434.795	
52	53	-3,102.414	-4,077.362	-2,964.455	1,364.511	-4,619.629	17.965	-21.472	686.873	-434.519	
	54	-4,807.223	-7,306.867	-5,122.501	1,249.001	-7,165.613	541.471	-380.518	961.278	-648.815	P8
53	54	-4,808.603	-7,311.569	-5,117.562	1,259.171	-7,167.057	570.459	-395.347	960.882	-646.043	P8
	55	-2,346.405	-3,598.161	-2,406.864	1,253.932	-3,917.939	72.881	-54.527	743.141	-518.187	
54	55	-2,340.559	-3,593.460	-2,406.496	1,252.480	-3,919.047	86.962	-62.511	744.339	-518.806	
	56	-381.351	-796.964	-405.825	1,720.435	-2,101.656	31.495	-38.468	601.356	-435.840	
55	56	-375.317	-791.674	-405.498	1,719.330	-2,095.165	23.598	-25.161	602.695	-436.478	
	57	1,183.010	1,220.323	1,079.742	2,585.768	-1,302.855	48.580	-59.052	481.901	-366.904	
56	57	1,188.449	1,225.421	1,080.818	2,585.339	-1,301.644	42.426	-48.974	482.983	-367.323	
	58	2,289.009	2,593.180	2,108.257	3,441.560	-1,142.299	45.212	-53.056	369.523	-302.259	

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
57	58	2,293.195	2,597.274	2,109.438	3,441.857	-1,144.399	41.137	-46.616	370.319	-302.435	
	59	2,907.471	3,380.920	2,691.834	4,068.456	-1,076.726	40.416	-44.931	257.951	-237.972	
58	59	2,909.507	3,382.968	2,692.382	4,068.674	-1,078.071	38.706	-42.459	258.474	-237.918	
	60	3,090.964	3,595.240	2,830.087	4,259.924	-1,122.945	37.836	-39.690	146.251	-173.452	
59	60	3,090.532	3,594.803	2,829.697	4,259.731	-1,123.256	38.386	-40.980	146.605	-173.217	
	61	2,795.165	3,254.706	2,522.424	4,010.429	-1,234.870	37.985	-37.960	216.043	-159.480	
60	61	2,792.258	3,251.796	2,521.178	4,009.855	-1,234.475	40.716	-42.804	215.475	-159.472	
	62	2,001.842	2,312.624	1,771.308	3,399.248	-1,364.257	39.057	-36.706	317.764	-203.077	
61	62	1,996.839	2,307.702	1,769.712	3,399.061	-1,362.550	43.881	-44.911	316.974	-202.915	
	63	703.455	811.508	574.241	2,685.596	-1,601.925	39.179	-33.318	420.068	-246.938	
62	63	697.353	805.676	573.044	2,685.795	-1,602.721	45.813	-44.401	419.023	-246.613	
	64	-1,012.088	-1,375.327	-1,085.322	1,751.936	-2,429.055	19.351	-10.276	529.199	-304.596	
63	64	-1,018.225	-1,380.844	-1,085.307	1,751.781	-2,434.813	27.138	-17.374	527.967	-304.131	
	65	-3,141.019	-4,353.963	-3,268.827	813.057	-4,174.413	112.522	-70.498	660.864	-431.156	
64	65	-3,146.468	-4,358.453	-3,268.422	814.223	-4,173.364	100.019	-63.183	659.848	-430.745	
	66	-5,802.042	-8,260.168	-6,187.265	651.917	-7,489.818	584.463	-406.962	868.244	-596.651	P9
65	66	-5,805.743	-8,263.088	-6,189.270	653.103	-7,493.631	581.493	-405.157	868.334	-596.683	P9
	67	-3,582.657	-4,589.438	-3,558.306	1,079.765	-4,797.166	11.858	-21.697	670.388	-477.409	
66	67	-3,584.033	-4,590.376	-3,562.334	1,080.953	-4,803.496	18.352	-25.439	671.560	-477.845	
	68	-1,847.131	-1,808.023	-1,640.860	2,265.381	-3,942.216	70.608	-113.020	548.344	-396.087	
67	68	-1,846.831	-1,807.280	-1,643.783	2,265.447	-3,948.170	66.103	-105.901	549.706	-396.499	
	69	-514.079	191.205	-243.516	3,163.746	-3,259.053	79.747	-123.291	449.147	-326.133	
68	69	-513.072	192.588	-244.591	3,163.492	-3,260.972	76.658	-118.268	450.300	-326.346	
	70	426.587	1,427.590	689.720	3,628.329	-2,594.815	68.346	-104.510	356.819	-259.559	
69	70	427.465	1,428.558	689.856	3,627.637	-2,594.165	67.086	-102.335	357.669	-259.567	
	71	984.235	1,930.380	1,175.715	3,650.585	-1,920.207	56.654	-84.159	265.453	-193.196	
70	71	984.597	1,930.557	1,176.631	3,650.717	-1,917.855	57.149	-84.615	266.080	-193.050	
	72	1,074.383	1,850.006	1,215.910	3,112.369	-1,216.273	54.080	-75.239	174.093	-125.561	
71	72	1,074.093	1,849.374	1,217.347	3,113.254	-1,212.549	56.179	-78.068	174.572	-125.318	
	73	677.233	1,200.866	797.498	1,954.518	-549.943	58.423	-77.280	82.630	-56.628	
72	73	676.650	1,200.047	799.314	1,956.093	-546.234	61.201	-81.188	83.017	-56.400	
	74	0.163	-0.105	-1.586	5.489	-3.847	2.229	-1.517	0.345	-0.313	A2

[SHEAR FORCE]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
1	1	-310.550	-458.366	-287.901	52.641	-654.286	22.254	-27.873	13.853	-20.112	P6
	2	-252.169	-272.566	-210.038	155.194	-462.490	5.451	-7.400	13.853	-20.112	
2	2	-238.920	-266.201	-212.215	103.411	-516.320	6.010	-6.116	12.958	-20.005	
	3	-137.189	-153.983	-124.681	273.549	-337.335	16.886	-12.873	12.958	-20.005	
3	3	-134.275	-154.455	-121.829	153.623	-441.197	6.913	-7.781	13.156	-20.094	
	4	-51.750	-31.769	-34.309	330.552	-269.691	15.212	-11.964	13.156	-20.094	
4	4	-49.179	-32.220	-29.563	230.033	-374.119	8.459	-9.879	13.355	-20.231	
	5	43.815	79.945	57.938	402.593	-206.723	13.087	-10.404	13.355	-20.231	
5	5	47.401	80.427	63.207	305.273	-310.377	8.900	-10.354	13.482	-20.365	
	6	138.584	203.047	150.687	473.091	-149.493	12.592	-9.952	13.482	-20.365	
6	6	142.301	203.429	154.696	377.265	-255.044	7.211	-8.100	13.233	-19.857	
	7	255.010	315.554	242.173	538.467	-101.658	14.814	-11.626	13.233	-19.857	
7	7	258.065	313.464	237.396	450.284	-202.049	6.279	-4.110	11.006	-15.861	
	8	331.114	469.025	324.855	607.228	-71.487	29.165	-22.521	11.006	-15.861	
8	8	331.875	457.083	292.910	601.834	-119.153	65.281	-46.162	2.867	-2.922	
	9	404.408	612.832	380.354	761.001	-65.441	88.124	-64.962	2.867	-2.922	P7
9	9	-228.765	-518.198	-259.438	174.607	-756.538	60.830	-79.770	15.521	-23.771	P7
	10	-157.986	-362.441	-171.989	227.154	-594.610	41.865	-56.701	15.521	-23.771	
10	10	-156.705	-374.220	-203.878	182.875	-587.952	19.876	-23.796	29.895	-31.846	
	11	-85.654	-218.488	-116.442	288.747	-440.691	0.578	-0.275	29.895	-31.846	
11	11	-82.358	-221.280	-121.554	219.217	-497.864	9.797	-10.973	33.860	-34.034	
	12	-11.014	-65.528	-34.107	335.515	-343.499	13.021	-9.838	33.860	-34.034	
12	12	-7.462	-66.534	-31.093	260.722	-422.069	8.007	-8.649	34.470	-34.337	
	13	63.886	89.225	56.358	386.045	-268.754	15.797	-11.961	34.470	-34.337	
13	13	67.297	88.287	60.336	322.126	-345.777	6.849	-6.858	34.226	-33.952	
	14	138.636	244.027	147.777	455.137	-207.999	18.042	-13.450	34.226	-33.952	
14	14	141.437	242.259	148.961	399.998	-283.548	2.519	-1.300	33.353	-32.538	
	15	212.911	397.994	236.398	538.925	-162.736	24.430	-18.109	33.353	-32.538	
15	15	215.151	393.006	228.203	499.837	-225.412	19.731	-12.848	30.547	-28.031	
	16	290.124	548.768	315.656	646.299	-124.656	45.531	-33.812	30.547	-28.031	
16	16	288.000	526.303	274.012	651.676	-167.506	104.461	-69.396	20.553	-12.055	
	17	371.500	682.024	361.442	813.936	-101.994	130.701	-90.687	20.553	-12.055	P8
17	17	-505.174	-762.968	-462.181	95.238	-870.599	84.651	-121.248	8.169	-10.445	P8
	18	-421.649	-607.201	-374.726	138.181	-713.511	63.199	-94.809	8.169	-10.445	
18	18	-436.358	-640.195	-424.476	87.554	-722.286	32.992	-43.381	16.654	-17.970	
	19	-359.629	-484.447	-337.032	182.772	-578.954	11.565	-17.002	16.654	-17.970	
19	19	-358.460	-490.236	-346.725	112.703	-620.211	18.014	-23.431	21.233	-20.177	
	20	-283.536	-334.731	-259.294	229.610	-481.445	2.888	-3.387	21.233	-20.177	

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
20	20	-277.720	-333.144	-257.076	137.488	-534.699	12.758	-16.367	22.746	-20.834	
	21	-172.632	-221.060	-169.625	268.882	-395.473	9.902	-8.625	22.746	-20.834	
21	21	-172.208	-224.210	-164.776	171.824	-482.397	11.398	-14.370	22.971	-20.914	
	22	-89.967	-101.668	-77.342	314.511	-326.532	11.838	-9.959	22.971	-20.914	
22	22	-84.458	-99.739	-72.427	215.962	-427.488	10.783	-13.466	23.004	-20.916	
	23	8.814	12.341	15.021	367.368	-270.297	12.691	-10.555	23.004	-20.916	
23	23	13.286	13.267	19.873	270.401	-372.241	10.339	-12.847	23.019	-20.897	
	24	105.182	135.818	107.314	422.416	-216.478	13.254	-10.975	23.019	-20.897	
24	24	107.391	134.519	112.679	335.106	-318.363	9.600	-11.794	23.040	-20.837	
	25	209.784	246.608	200.134	478.075	-167.294	14.260	-11.697	23.040	-20.837	
25	25	213.329	246.565	204.849	406.831	-270.225	8.511	-10.294	22.983	-20.670	
	26	309.718	369.333	292.288	542.448	-124.552	15.699	-12.760	22.983	-20.670	
26	26	316.769	371.931	293.459	491.714	-229.817	3.623	-4.216	22.315	-19.212	
	27	392.677	527.676	380.902	629.789	-96.001	21.727	-17.628	22.315	-19.212	
27	27	392.440	520.462	369.305	589.889	-182.229	14.430	-11.408	19.960	-14.531	
	28	471.832	676.200	456.744	732.653	-70.384	40.322	-32.639	19.960	-14.531	
28	28	455.586	640.683	401.690	724.004	-126.668	87.556	-62.484	11.941	-10.998	
	29	545.011	796.438	489.138	881.608	-82.526	113.403	-83.698	11.941	-10.998	P9
29	29	-471.602	-761.725	-438.883	59.505	-830.065	95.826	-139.448	4.173	-2.958	P9
	30	-382.188	-605.990	-351.445	113.607	-670.195	74.813	-113.898	4.173	-2.958	
30	30	-388.718	-633.662	-401.060	54.624	-665.027	35.857	-48.434	12.448	-10.477	
	31	-309.316	-477.902	-313.609	188.152	-520.841	15.215	-23.408	12.448	-10.477	
31	31	-307.829	-483.679	-324.577	100.020	-557.651	18.348	-24.375	17.129	-12.832	
	32	-231.917	-327.928	-237.130	246.150	-419.289	1.293	-1.919	17.129	-12.832	
32	32	-229.034	-329.542	-236.767	153.877	-472.748	13.326	-17.657	18.617	-13.589	
	33	-154.736	-173.789	-149.319	309.927	-337.103	6.362	-6.589	18.617	-13.589	
33	33	-150.881	-174.016	-144.943	213.147	-400.453	12.441	-16.453	18.903	-13.693	
	34	-68.503	-40.288	-57.476	376.517	-268.134	7.086	-7.124	18.903	-13.693	
34	34	-65.007	-40.868	-52.347	273.628	-340.280	13.547	-18.024	18.981	-13.485	
	35	27.950	71.235	35.119	442.487	-212.675	5.049	-5.668	18.981	-13.485	
35	35	30.947	70.235	38.079	339.362	-293.202	14.244	-19.531	19.016	-13.257	
	36	121.910	193.060	125.558	516.931	-170.163	3.078	-4.626	19.016	-13.257	
36	36	128.802	196.817	119.341	468.207	-227.514	1.068	-2.030	18.703	-14.380	
	37	186.943	382.813	197.194	658.343	-139.282	20.703	-18.529	18.703	-14.380	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
37	38	-300.609	-455.438	-313.131	46.930	-647.492	26.690	-21.463	12.790	-20.121	P6
	39	-243.312	-269.392	-226.244	150.790	-455.411	7.145	-5.235	12.790	-20.121	
38	39	-246.028	-274.854	-224.057	103.036	-520.726	5.847	-5.788	13.683	-20.221	
	40	-145.463	-160.050	-125.604	269.610	-343.543	12.600	-16.300	13.683	-20.221	
39	40	-137.847	-158.678	-128.447	150.726	-442.166	8.358	-7.182	13.483	-20.125	
	41	-56.318	-34.027	-30.276	326.448	-271.613	11.153	-13.725	13.483	-20.125	
40	41	-48.373	-32.696	-35.023	229.216	-371.565	11.358	-9.267	13.283	-19.984	
	42	43.029	81.424	62.829	400.943	-204.999	9.008	-10.653	13.283	-19.984	
41	42	49.958	81.823	57.558	305.085	-306.635	12.777	-10.291	13.155	-19.843	
	43	139.615	205.667	155.145	472.222	-146.383	7.935	-9.174	13.155	-19.843	
42	43	146.393	206.144	151.124	376.997	-252.318	11.478	-9.209	13.405	-20.351	
	44	256.529	319.590	248.381	537.686	-99.443	8.956	-10.399	13.405	-20.351	
43	44	263.966	322.534	253.146	452.670	-198.151	1.315	-1.906	15.633	-24.341	
	45	335.282	477.886	350.121	608.343	-68.280	19.161	-23.720	15.633	-24.341	
44	45	345.012	490.683	382.056	611.345	-114.797	42.869	-59.975	23.776	-38.978	
	46	415.505	645.938	478.750	767.643	-66.204	60.928	-81.726	23.776	-38.978	P7
45	46	-236.399	-549.605	-358.370	173.115	-759.029	82.031	-61.554	53.424	-44.854	P7
	47	-167.665	-394.456	-261.746	222.932	-598.085	60.056	-43.336	53.424	-44.854	
46	47	-158.425	-381.789	-229.851	177.627	-583.052	27.277	-21.407	38.852	-36.780	
	48	-89.416	-226.640	-133.227	283.811	-436.969	4.820	-3.149	38.852	-36.780	
47	48	-82.195	-222.969	-128.113	213.020	-492.843	15.596	-12.096	34.889	-34.594	
	49	-12.910	-67.821	-31.490	329.215	-337.444	6.810	-7.344	34.889	-34.594	
48	49	-5.945	-65.936	-34.504	254.360	-418.428	14.308	-11.029	34.281	-34.293	
	50	63.345	89.223	62.126	379.064	-263.469	8.223	-9.113	34.281	-34.293	
49	50	70.448	91.041	58.149	314.000	-344.394	13.544	-10.591	34.527	-34.680	
	51	139.738	246.199	154.779	446.002	-203.740	9.003	-10.357	34.527	-34.680	
50	51	147.453	248.848	153.596	392.954	-284.130	8.509	-6.928	35.402	-36.096	
	52	216.873	403.999	250.221	530.735	-159.519	13.006	-15.871	35.402	-36.096	
51	52	225.146	409.868	258.417	500.865	-224.955	7.808	-11.322	38.210	-40.605	
	53	297.942	564.996	355.028	646.080	-123.732	28.084	-36.180	38.210	-40.605	
52	53	311.816	588.341	396.672	678.823	-174.663	63.752	-95.314	48.206	-56.582	
	54	392.930	743.507	493.306	838.873	-113.271	84.376	-120.660	48.206	-56.582	P8
53	54	-549.122	-843.314	-607.283	110.272	-915.077	115.397	-80.678	44.900	-31.476	P8
	55	-468.011	-688.155	-510.652	150.187	-761.718	89.812	-59.882	44.900	-31.476	
54	55	-441.561	-654.293	-460.909	88.137	-722.066	38.659	-29.784	29.487	-23.952	
	56	-367.047	-499.148	-364.287	182.203	-580.147	13.076	-8.990	29.487	-23.952	
55	56	-357.706	-492.483	-354.595	111.290	-608.885	19.781	-15.549	24.910	-21.746	
	57	-284.760	-337.712	-257.969	231.308	-471.461	5.246	-5.803	24.910	-21.746	
56	57	-280.067	-338.427	-260.190	134.948	-528.060	13.634	-10.972	23.398	-21.090	
	58	-178.015	-225.688	-163.564	269.156	-387.766	9.823	-11.950	23.398	-21.090	

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
57	58	-167.931	-221.665	-168.416	168.557	-476.845	12.444	-10.249	23.173	-21.012	
	59	-87.714	-99.091	-71.794	312.789	-321.940	10.546	-13.139	23.173	-21.012	
58	59	-82.710	-100.144	-76.711	212.636	-423.119	12.221	-10.218	23.142	-21.011	
	60	7.873	12.597	19.917	364.669	-267.220	10.577	-13.363	23.142	-21.011	
59	60	13.912	12.549	15.065	265.883	-369.311	12.168	-10.313	23.128	-21.032	
	61	103.492	135.114	111.680	418.236	-214.691	10.479	-13.413	23.128	-21.032	
60	61	111.800	137.295	106.316	327.812	-317.233	11.535	-10.056	23.108	-21.093	
	62	211.234	250.039	202.946	471.647	-166.527	10.740	-14.050	23.108	-21.093	
61	62	218.202	250.962	198.231	398.365	-269.597	10.400	-9.427	23.167	-21.261	
	63	311.984	373.915	294.852	532.627	-123.814	11.367	-15.182	23.167	-21.261	
62	63	315.450	372.200	293.682	482.170	-231.400	4.542	-4.940	23.836	-22.721	
	64	389.171	527.348	390.306	618.873	-94.622	15.854	-21.041	23.836	-22.721	
63	64	399.924	535.446	401.904	592.479	-181.449	9.733	-13.990	26.192	-27.402	
	65	477.042	690.618	498.542	733.859	-69.980	30.531	-39.577	26.192	-27.402	
64	65	505.040	727.017	553.597	778.542	-133.090	60.495	-87.108	34.212	-42.974	
	66	591.885	882.171	650.224	932.356	-91.871	81.290	-112.692	34.212	-42.974	P9
65	66	-502.692	-835.129	-590.850	52.663	-862.637	130.186	-89.414	40.819	-24.596	P9
	67	-415.845	-679.972	-494.222	106.814	-705.208	104.846	-68.793	40.819	-24.596	
66	67	-397.565	-651.425	-444.610	56.102	-666.709	39.560	-29.911	25.413	-16.862	
	68	-320.468	-496.295	-347.998	188.821	-523.738	14.712	-9.642	25.413	-16.862	
67	68	-311.443	-489.645	-337.033	100.038	-550.443	15.811	-12.831	20.734	-14.508	
	69	-237.706	-334.463	-240.389	247.419	-413.363	7.096	-8.558	20.734	-14.508	
68	69	-230.091	-331.989	-240.767	152.391	-466.931	9.165	-8.121	19.248	-13.752	
	70	-157.820	-176.587	-143.985	308.610	-329.999	11.486	-14.749	19.248	-13.752	
69	70	-151.167	-175.488	-148.367	211.118	-395.788	8.031	-7.526	18.964	-13.649	
	71	-70.781	-41.538	-51.462	374.118	-261.545	11.758	-15.425	18.964	-13.649	
70	71	-63.766	-40.080	-56.594	276.360	-335.814	9.617	-8.881	18.888	-13.858	
	72	26.893	73.160	40.463	444.243	-209.300	10.083	-13.386	18.888	-13.858	
71	72	34.412	75.043	37.505	346.867	-292.349	11.151	-9.809	18.854	-14.086	
	73	123.359	198.759	134.691	521.557	-171.652	8.830	-11.393	18.854	-14.086	
72	73	126.985	195.888	140.912	450.352	-214.763	6.244	-9.314	19.169	-12.964	
	74	183.854	382.341	227.554	643.896	-122.801	22.565	-28.999	19.169	-12.964	A2

[TORSION MOMENT]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
1	1	-122.525	-100.649	-72.267	449.361	-540.998	79.459	-74.095	11.197	-6.091	P6
	2	-122.525	-105.533	13.449	365.569	-581.116	79.459	-74.095	11.197	-6.091	
2	2	-127.777	-109.140	-79.818	429.832	-532.823	89.566	-101.579	12.523	-7.988	
	3	-127.777	-110.032	16.545	349.585	-597.228	89.566	-101.579	12.523	-7.988	
3	3	-92.070	-78.288	-77.536	363.082	-392.309	50.496	-58.675	10.253	-9.035	
	4	-92.070	-79.175	18.812	258.479	-455.031	50.496	-58.675	10.253	-9.035	
4	4	-41.363	-32.352	-70.197	331.537	-277.584	7.902	-10.325	6.525	-11.162	
	5	-41.363	-33.233	26.129	192.218	-358.428	7.902	-10.325	6.525	-11.162	
5	5	15.474	18.506	-59.865	364.412	-251.336	34.378	-32.225	14.248	-14.711	
	6	15.474	17.629	36.439	301.792	-387.582	34.378	-32.225	14.248	-14.711	
6	6	69.273	62.862	-52.854	467.437	-297.997	69.831	-66.170	24.544	-19.224	
	7	69.273	61.991	43.445	405.481	-411.165	69.831	-66.170	24.544	-19.224	
7	7	105.236	85.761	-47.052	577.399	-348.147	66.819	-74.127	30.970	-22.028	
	8	105.236	84.895	49.228	517.176	-442.064	66.819	-74.127	30.970	-22.028	
8	8	107.451	77.364	-18.313	575.341	-339.673	70.065	-64.247	17.373	-15.681	
	9	107.451	76.503	77.950	534.916	-441.766	70.065	-64.247	17.373	-15.681	P7
9	9	63.927	22.714	32.782	454.870	-460.939	74.945	-69.136	11.839	-19.506	P7
	10	63.927	21.856	129.053	373.595	-505.252	74.945	-69.136	11.839	-19.506	
10	10	37.796	-2.098	42.757	443.453	-459.889	54.626	-49.633	19.559	-33.921	
	11	37.796	-2.957	139.012	354.496	-524.466	54.626	-49.633	19.559	-33.921	
11	11	25.619	-1.736	18.126	375.046	-360.222	44.486	-49.765	18.751	-28.808	
	12	25.619	-2.595	114.393	275.840	-429.494	44.486	-49.765	18.751	-28.808	
12	12	20.067	17.020	-10.869	313.213	-242.159	10.289	-15.748	18.951	-21.358	
	13	20.067	16.161	85.402	196.797	-315.611	10.289	-15.748	18.951	-21.358	
13	13	10.643	33.803	-41.076	355.293	-213.232	20.592	-26.367	22.899	-17.413	
	14	10.643	32.945	55.184	285.373	-341.701	20.592	-26.367	22.899	-17.413	
14	14	-13.674	27.316	-76.660	465.057	-310.420	40.977	-53.653	29.943	-17.370	
	15	-13.674	26.457	19.597	397.705	-409.326	40.977	-53.653	29.943	-17.370	
15	15	-63.957	-20.690	-114.142	561.369	-419.635	26.460	-48.229	35.036	-18.140	
	16	-63.957	-21.549	-17.868	506.768	-513.081	26.460	-48.229	35.036	-18.140	
16	16	-140.377	-103.238	-154.966	588.687	-549.314	204.272	-244.190	18.738	-10.203	
	17	-140.377	-104.097	-58.717	562.862	-553.889	204.272	-244.190	18.738	-10.203	P8
17	17	-207.608	-172.681	-152.808	532.072	-806.815	105.740	-129.204	22.303	-32.944	P8
	18	-207.608	-173.540	-56.531	432.815	-832.735	105.740	-129.204	22.303	-32.944	
18	18	-234.380	-218.503	-159.462	532.063	-801.578	137.301	-126.823	28.051	-46.222	
	19	-234.380	-219.361	-63.197	439.504	-835.798	137.301	-126.823	28.051	-46.222	
19	19	-238.909	-237.814	-160.963	460.833	-729.318	138.551	-151.657	20.713	-37.804	
	20	-238.909	-238.673	-64.712	373.633	-775.290	138.551	-151.657	20.713	-37.804	

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
20	20	-204.468	-210.800	-148.928	394.670	-606.218	108.909	-125.798	11.204	-25.879	
	21	-204.468	-211.659	-52.656	303.157	-657.728	108.909	-125.798	11.204	-25.879	
21	21	-123.228	-130.467	-113.755	348.705	-464.978	66.808	-79.306	8.917	-14.597	
	22	-123.228	-131.325	-17.502	243.868	-515.121	66.808	-79.306	8.917	-14.597	
22	22	-34.078	-37.154	-62.638	346.070	-348.172	21.651	-26.760	6.690	-6.515	
	23	-34.078	-38.012	33.631	249.877	-389.098	21.651	-26.760	6.690	-6.515	
23	23	63.046	64.882	-7.817	403.764	-236.360	27.235	-24.176	7.874	-10.852	
	24	63.046	64.024	88.444	360.198	-351.326	27.235	-24.176	7.874	-10.852	
24	24	157.302	162.890	38.113	533.000	-244.052	79.197	-68.918	14.680	-14.067	
	25	157.302	162.031	134.389	482.271	-349.023	79.197	-68.918	14.680	-14.067	
25	25	222.411	227.150	62.455	673.847	-307.376	125.494	-111.016	24.370	-15.334	
	26	222.411	226.291	158.714	622.801	-398.650	125.494	-111.016	24.370	-15.334	
26	26	239.419	239.410	60.842	787.748	-381.495	152.351	-140.858	34.539	-14.696	
	27	239.419	238.552	157.105	743.229	-467.871	152.351	-140.858	34.539	-14.696	
27	27	218.258	205.106	42.149	837.153	-450.532	129.724	-138.938	40.459	-17.622	
	28	218.258	204.248	138.408	805.191	-538.728	129.724	-138.938	40.459	-17.622	
28	28	169.741	140.882	20.549	827.124	-438.682	114.753	-89.919	24.284	-12.513	
	29	169.741	140.023	116.819	801.060	-533.387	114.753	-89.919	24.284	-12.513	P9
29	29	87.609	62.979	24.644	545.638	-611.982	251.748	-214.036	24.126	-28.989	P9
	30	87.609	62.120	120.902	541.233	-637.981	251.748	-214.036	24.126	-28.989	
30	30	5.332	-24.681	-16.872	510.315	-562.272	57.247	-29.521	33.183	-44.548	
	31	5.332	-25.540	79.400	422.262	-611.379	57.247	-29.521	33.183	-44.548	
31	31	-44.567	-74.811	-53.326	413.861	-455.978	67.220	-53.201	30.106	-37.930	
	32	-44.567	-75.670	42.940	320.126	-514.780	67.220	-53.201	30.106	-37.930	
32	32	-54.928	-71.976	-76.908	361.863	-346.540	41.240	-34.791	24.813	-27.409	
	33	-54.928	-72.834	19.354	236.715	-413.263	41.240	-34.791	24.813	-27.409	
33	33	-39.267	-36.344	-84.383	348.403	-221.731	4.315	-6.751	19.704	-17.393	
	34	-39.267	-37.203	11.897	228.227	-306.021	4.315	-6.751	19.704	-17.393	
34	34	-8.049	11.461	-81.860	434.251	-244.202	52.541	-40.582	16.299	-10.199	
	35	-8.049	10.602	14.414	366.956	-342.063	52.541	-40.582	16.299	-10.199	
35	35	25.781	56.381	-73.208	579.949	-349.206	99.066	-82.082	14.278	-14.136	
	36	25.781	55.522	23.078	513.260	-421.736	99.066	-82.082	14.278	-14.136	
36	36	38.371	70.420	-52.749	575.047	-367.964	85.750	-80.046	10.944	-13.090	
	37	38.371	65.554	32.940	535.281	-445.585	85.750	-80.046	10.944	-13.090	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
37	38	-122.061	-93.078	94.324	370.102	-620.695	131.931	-185.693	10.887	-6.810	P6
	39	-122.061	-107.985	-39.651	432.033	-533.734	131.931	-185.693	10.887	-6.810	
38	39	-128.553	-99.969	87.028	338.958	-634.687	119.116	-163.995	12.451	-8.561	
	40	-128.553	-115.624	-64.782	416.501	-542.615	119.116	-163.995	12.451	-8.561	
39	40	-92.376	-69.662	72.354	245.599	-522.076	63.357	-85.455	10.266	-9.558	
	41	-92.376	-85.260	-79.020	308.852	-392.484	63.357	-85.455	10.266	-9.558	
40	41	-41.068	-23.936	68.849	205.225	-409.510	6.863	-7.617	6.587	-11.643	
	42	-41.068	-39.471	-82.035	335.461	-272.926	6.863	-7.617	6.587	-11.643	
41	42	16.553	27.091	72.533	317.111	-305.630	67.571	-47.525	14.438	-15.124	
	43	16.553	11.611	-77.941	450.608	-245.274	67.571	-47.525	14.438	-15.124	
42	43	71.286	71.882	76.014	430.795	-332.380	139.471	-98.178	24.363	-19.478	
	44	71.286	56.466	-73.953	557.909	-272.454	139.471	-98.178	24.363	-19.478	
43	44	108.318	95.538	80.994	554.279	-403.183	187.851	-129.336	30.219	-22.030	
	45	108.318	80.179	-68.537	649.944	-337.217	187.851	-129.336	30.219	-22.030	
44	45	111.008	87.614	108.925	562.631	-407.013	137.131	-89.729	16.342	-15.553	
	46	111.008	72.314	-40.173	659.489	-340.147	137.131	-89.729	16.342	-15.553	P7
45	46	66.617	30.457	145.451	399.067	-581.718	70.338	-109.931	12.041	-18.853	P7
	47	66.617	15.173	-3.564	499.638	-486.165	70.338	-109.931	12.041	-18.853	
46	47	39.774	5.110	152.676	337.994	-600.088	101.932	-150.768	19.618	-33.189	
	48	39.774	-10.174	3.658	411.702	-495.631	101.932	-150.768	19.618	-33.189	
47	48	27.145	5.215	123.964	255.304	-512.425	66.286	-92.586	19.161	-28.872	
	49	27.145	-10.069	-25.053	324.196	-385.613	66.286	-92.586	19.161	-28.872	
48	49	20.991	23.209	86.209	212.724	-385.807	11.196	-9.508	19.441	-21.792	
	50	20.991	7.924	-62.818	313.039	-256.031	11.196	-9.508	19.441	-21.792	
49	50	10.751	38.980	41.037	314.665	-260.845	77.606	-49.476	23.204	-17.769	
	51	10.751	23.695	-107.991	445.034	-186.424	77.606	-49.476	23.204	-17.769	
50	51	-13.879	30.560	-18.165	443.707	-336.599	161.517	-101.443	29.618	-17.398	
	52	-13.879	15.275	-167.186	572.776	-269.878	161.517	-101.443	29.618	-17.398	
51	52	-65.063	-20.801	-92.792	578.263	-446.059	219.241	-141.563	34.253	-17.858	
	53	-65.063	-36.083	-241.792	676.150	-384.900	219.241	-141.563	34.253	-17.858	
52	53	-145.288	-103.591	-98.555	621.599	-669.816	164.296	-118.758	17.897	-9.654	
	54	-145.288	-118.877	-247.590	719.315	-572.572	164.296	-118.758	17.897	-9.654	P8
53	54	-219.567	-171.940	25.826	426.432	-969.160	206.324	-321.789	21.956	-32.553	P8
	55	-219.567	-187.226	-123.203	505.895	-870.964	206.324	-321.789	21.956	-32.553	
54	55	-246.950	-215.834	56.002	412.987	-979.181	229.439	-357.360	27.500	-45.604	
	56	-246.950	-231.118	-93.012	469.262	-881.774	229.439	-357.360	27.500	-45.604	
55	56	-248.725	-235.670	19.192	340.467	-889.746	196.142	-294.835	20.352	-37.597	
	57	-248.725	-250.955	-129.831	401.007	-791.908	196.142	-294.835	20.352	-37.597	
56	57	-212.142	-208.640	7.446	274.399	-754.468	143.881	-211.561	11.139	-26.246	
	58	-212.142	-223.925	-141.575	333.212	-653.802	143.881	-211.561	11.139	-26.246	

부재 번호	절점 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중		풍 하 중		지점침하		비 고
		Steel+Half	SLAB		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
57	58	-126.860	-125.545	26.921	233.809	-602.219	85.644	-124.968	9.195	-15.009	
	59	-126.860	-140.829	-122.095	288.057	-494.219	85.644	-124.968	9.195	-15.009	
58	59	-35.422	-31.041	64.909	254.722	-486.560	27.648	-41.359	6.955	-6.992	
	60	-35.422	-46.326	-84.116	370.756	-357.149	27.648	-41.359	6.955	-6.992	
59	60	66.460	75.242	110.081	375.191	-365.328	40.897	-29.985	8.342	-11.220	
	61	66.460	59.959	-38.925	491.249	-237.563	40.897	-29.985	8.342	-11.220	
60	61	162.478	173.811	142.133	511.742	-287.029	123.919	-87.553	14.966	-14.478	
	62	162.478	158.526	-6.895	614.106	-232.848	123.919	-87.553	14.966	-14.478	
61	62	230.618	239.948	150.247	671.413	-336.782	210.325	-145.832	24.490	-15.851	
	63	230.618	224.664	1.233	771.715	-278.681	210.325	-145.832	24.490	-15.851	
62	63	249.352	251.947	125.111	808.943	-409.390	294.117	-198.151	34.054	-15.322	
	64	249.352	236.663	-23.907	905.948	-350.569	294.117	-198.151	34.054	-15.322	
63	64	230.907	217.324	71.401	889.636	-478.777	356.590	-229.999	39.362	-16.499	
	65	230.907	202.037	-77.640	986.005	-423.384	356.590	-229.999	39.362	-16.499	
64	65	182.021	155.755	87.018	872.524	-544.838	326.571	-211.675	23.203	-13.326	
	66	182.021	140.470	-62.005	969.568	-448.530	326.571	-211.675	23.203	-13.326	P9
65	66	87.419	72.061	206.177	567.708	-773.769	107.726	-156.311	24.141	-28.078	P9
	67	87.419	56.775	57.150	663.570	-677.246	107.726	-156.311	24.141	-28.078	
66	67	2.692	-14.218	200.166	388.280	-734.803	144.431	-230.576	33.186	-43.666	
	68	2.692	-29.501	51.167	447.895	-638.648	144.431	-230.576	33.186	-43.666	
67	68	-46.022	-65.725	126.815	282.476	-634.042	118.418	-185.759	30.491	-37.796	
	69	-46.022	-81.012	-22.233	343.921	-506.050	118.418	-185.759	30.491	-37.796	
68	69	-56.353	-64.157	76.478	206.975	-510.189	69.795	-110.195	25.385	-27.598	
	70	-56.353	-79.465	-72.774	266.479	-378.775	69.795	-110.195	25.385	-27.598	
69	70	-40.601	-29.919	47.071	223.840	-364.353	21.004	-29.376	20.507	-17.981	
	71	-40.601	-45.247	-102.366	355.058	-240.078	21.004	-29.376	20.507	-17.981	
70	71	-9.004	17.544	29.556	372.233	-293.856	53.150	-43.819	17.153	-10.787	
	72	-9.004	2.194	-120.106	499.571	-226.852	53.150	-43.819	17.153	-10.787	
71	72	24.620	60.836	15.111	531.605	-415.485	132.897	-99.847	15.151	-14.285	
	73	24.620	45.466	-134.746	622.594	-335.668	132.897	-99.847	15.151	-14.285	
72	73	36.624	71.944	4.646	529.076	-433.957	158.378	-114.910	11.742	-13.022	
	74	36.624	57.107	-128.948	613.811	-365.440	158.378	-114.910	11.742	-13.022	A2

5) 활하중 부재력 집계 및 피로하중 작용범위 산정

[DB 하중]

< Girder 1 >

부재번호	절점번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
1	1	6.720	-6.377	43.789	-654.286	13.097	698.075	P6
	2	2,060.019	-195.195	139.286	-462.490	2,255.214	601.776	
2	2	2,062.699	-195.693	139.286	-516.320	2,258.392	655.607	
	3	3,214.069	-394.460	273.549	-337.335	3,608.529	610.884	
3	3	3,217.292	-395.156	273.549	-441.197	3,612.448	714.745	
	4	3,724.379	-597.546	330.552	-269.691	4,321.925	600.243	
4	4	3,726.347	-598.294	330.552	-374.119	4,324.641	704.671	
	5	3,673.145	-803.078	402.593	-206.723	4,476.223	609.317	
5	5	3,673.145	-803.794	402.593	-310.377	4,476.939	712.970	
	6	3,148.242	-1,009.177	473.091	-149.493	4,157.419	622.585	
6	6	3,148.242	-1,009.677	473.091	-255.044	4,157.919	728.135	
	7	2,199.346	-1,222.536	538.467	-101.658	3,421.882	640.125	
7	7	2,199.346	-1,222.536	538.467	-202.049	3,421.882	740.516	
	8	995.838	-1,483.614	607.228	-57.940	2,479.452	665.168	
8	8	995.838	-1,483.614	607.228	-112.572	2,479.452	719.801	
	9	902.506	-2,426.111	707.364	-52.164	3,328.617	759.528	P7
9	9	902.506	-2,432.817	707.364	-696.183	3,335.323	1,403.547	P7
	10	1,087.192	-1,901.162	141.151	-529.204	2,988.354	670.355	
10	10	1,092.912	-1,904.242	141.151	-579.612	2,997.154	720.762	
	11	2,297.564	-1,514.264	243.247	-413.452	3,811.828	656.699	
11	11	2,303.527	-1,514.929	243.247	-497.864	3,818.456	741.111	
	12	3,038.041	-1,161.962	305.951	-330.549	4,200.003	636.500	
12	12	3,041.181	-1,161.962	305.951	-422.069	4,203.143	728.020	
	13	3,265.129	-1,397.222	359.675	-254.236	4,662.351	613.911	
13	13	3,265.129	-1,398.195	359.675	-345.777	4,663.324	705.452	
	14	3,019.731	-1,965.242	429.910	-181.961	4,984.973	611.871	
14	14	3,019.731	-1,965.242	429.910	-283.548	4,984.973	713.458	
	15	2,279.337	-2,532.965	507.323	-127.625	4,812.302	634.948	
15	15	2,279.337	-2,532.965	507.323	-217.608	4,812.302	724.931	
	16	1,088.682	-3,131.982	590.022	-73.027	4,220.664	663.048	
16	16	1,088.682	-3,131.982	590.022	-126.671	4,220.664	716.693	
	17	779.090	-3,877.612	695.452	-67.908	4,656.702	763.360	P8
17	17	779.090	-3,887.034	695.452	-719.147	4,666.124	1,414.600	P8
	18	731.497	-2,245.610	113.585	-567.670	2,977.107	681.256	
18	18	735.436	-2,245.610	113.585	-643.764	2,981.046	757.349	
	19	1,692.253	-1,282.843	182.772	-499.407	2,975.096	682.179	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
19	19	1,698.940	-1,284.941	182.772	-588.447	2,983.881	771.219	
	20	2,628.924	-1,089.376	229.610	-441.545	3,718.300	671.156	
20	20	2,637.799	-1,090.229	229.610	-534.699	3,728.028	764.309	
	21	3,400.060	-900.132	268.882	-382.667	4,300.192	651.548	
21	21	3,407.081	-900.209	268.882	-482.397	4,307.290	751.278	
	22	3,910.301	-709.223	314.511	-326.532	4,619.524	641.043	
22	22	3,914.695	-709.223	314.511	-427.488	4,623.918	741.999	
	23	4,093.490	-623.156	367.368	-270.297	4,716.646	637.665	
23	23	4,094.551	-624.392	367.368	-372.241	4,718.943	739.609	
	24	3,952.433	-859.298	422.416	-216.478	4,811.731	638.894	
24	24	3,952.433	-859.978	422.416	-318.363	4,812.411	740.779	
	25	3,479.864	-1,093.442	478.075	-167.294	4,573.306	645.369	
25	25	3,479.864	-1,093.442	478.075	-270.225	4,573.306	748.300	
	26	2,742.050	-1,325.989	529.911	-124.552	4,068.039	654.464	
26	26	2,742.050	-1,325.989	529.911	-229.817	4,068.039	759.728	
	27	1,799.274	-1,563.474	584.011	-93.344	3,362.748	677.355	
27	27	1,799.274	-1,563.474	584.011	-182.229	3,362.748	766.239	
	28	735.427	-2,097.472	640.128	-55.130	2,832.899	695.258	
28	28	735.427	-2,110.860	640.128	-115.409	2,846.287	755.536	
	29	627.133	-3,708.422	716.757	-67.227	4,335.555	783.984	P9
29	29	628.550	-3,719.823	716.757	-706.794	4,348.373	1,423.551	P9
	30	1,031.991	-3,082.423	113.607	-545.434	4,114.414	659.041	
30	30	1,038.651	-3,088.960	113.607	-614.657	4,127.611	728.264	
	31	2,328.419	-2,611.898	188.152	-460.400	4,940.317	648.552	
31	31	2,336.001	-2,614.838	188.152	-542.974	4,950.839	731.126	
	32	3,273.628	-2,172.930	246.150	-384.871	5,446.558	631.021	
32	32	3,279.287	-2,173.657	246.150	-472.748	5,452.944	718.897	
	33	3,761.019	-1,732.636	309.927	-308.066	5,493.655	617.993	
33	33	3,763.648	-1,732.636	309.927	-400.453	5,496.284	710.380	
	34	3,789.922	-1,289.318	376.517	-230.748	5,079.240	607.265	
34	34	3,789.922	-1,289.318	376.517	-340.280	5,079.240	716.797	
	35	3,258.745	-852.019	442.487	-164.741	4,110.764	607.228	
35	35	3,258.745	-852.019	442.487	-286.486	4,110.764	728.973	
	36	2,089.541	-422.238	516.931	-97.346	2,511.779	614.277	
36	36	2,089.541	-422.238	516.931	-152.555	2,511.779	669.487	
	37	4.235	-4.862	658.343	-94.516	9.097	752.860	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
37	38	8.102	-5.319	38.981	-647.492	13.421	686.473	P6
	39	1,983.244	-170.564	137.477	-455.411	2,153.808	592.888	
38	39	1,983.244	-171.014	137.477	-520.726	2,154.258	658.203	
	40	3,140.289	-383.222	269.610	-343.543	3,523.511	613.153	
39	40	3,140.289	-383.866	269.610	-442.166	3,524.155	711.776	
	41	3,651.259	-591.922	326.448	-271.613	4,243.181	598.061	
40	41	3,651.259	-592.537	326.448	-371.565	4,243.796	698.013	
	42	3,594.270	-797.557	400.943	-204.999	4,391.827	605.942	
41	42	3,595.187	-798.010	400.943	-306.635	4,393.197	707.578	
	43	3,069.165	-1,001.840	472.222	-146.383	4,071.005	618.606	
42	43	3,070.451	-1,001.840	472.222	-252.318	4,072.291	724.540	
	44	2,128.002	-1,197.706	537.686	-99.443	3,325.708	637.129	
43	44	2,129.998	-1,197.706	537.686	-198.151	3,327.704	735.837	
	45	960.939	-1,403.295	608.343	-55.674	2,364.234	664.017	
44	45	965.183	-1,403.295	608.343	-107.885	2,368.478	716.227	
	46	860.261	-2,450.337	712.195	-53.092	3,310.598	765.287	P7
45	46	860.261	-2,450.337	712.195	-690.814	3,310.598	1,403.008	P7
	47	1,038.300	-1,835.265	141.990	-522.641	2,873.565	664.631	
46	47	1,038.300	-1,836.056	141.990	-574.485	2,874.356	716.475	
	48	2,210.766	-1,474.175	242.988	-408.343	3,684.941	651.331	
47	48	2,210.766	-1,475.760	242.988	-492.843	3,686.526	735.831	
	49	2,921.125	-1,137.310	305.459	-325.868	4,058.435	631.327	
48	49	2,921.125	-1,137.310	305.459	-418.428	4,058.435	723.887	
	50	3,140.028	-1,362.782	358.339	-251.115	4,502.810	609.454	
49	50	3,140.028	-1,363.527	358.339	-344.394	4,503.555	702.733	
	51	2,913.675	-1,923.134	423.240	-180.581	4,836.809	603.821	
50	51	2,914.274	-1,923.134	423.240	-284.130	4,837.408	707.370	
	52	2,211.639	-2,480.926	498.592	-127.251	4,692.565	625.842	
51	52	2,211.985	-2,480.926	498.592	-217.127	4,692.911	715.719	
	53	1,048.870	-3,037.289	584.220	-72.312	4,086.159	656.532	
52	53	1,048.870	-3,037.289	584.220	-126.649	4,086.159	710.868	
	54	800.917	-3,880.241	696.260	-72.962	4,681.158	769.222	P8
53	54	803.361	-3,893.720	696.260	-729.811	4,697.081	1,426.071	P8
	55	712.865	-2,054.820	111.203	-587.246	2,767.685	698.449	
54	55	712.865	-2,055.870	111.203	-641.236	2,768.735	752.440	
	56	1,658.067	-1,256.563	182.203	-497.601	2,914.630	679.804	
55	56	1,658.067	-1,259.656	182.203	-579.874	2,917.723	762.076	
	57	2,585.768	-1,074.006	231.308	-432.649	3,659.774	663.956	
56	57	2,585.768	-1,075.470	231.308	-528.060	3,661.238	759.368	
	58	3,327.477	-884.552	269.156	-376.429	4,212.029	645.584	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
57	58	3,327.560	-885.017	269.156	-476.845	4,212.577	746.001	
	59	3,813.519	-695.006	312.789	-321.940	4,508.525	634.728	
58	59	3,813.519	-695.006	312.789	-423.119	4,508.525	735.908	
	60	3,983.984	-609.724	364.669	-267.220	4,593.708	631.889	
59	60	3,983.984	-610.879	364.669	-369.311	4,594.863	733.980	
	61	3,848.072	-841.586	418.236	-214.691	4,689.658	632.928	
60	61	3,848.387	-842.050	418.236	-317.233	4,690.437	735.470	
	62	3,399.248	-1,074.187	471.647	-166.527	4,473.435	638.174	
61	62	3,399.248	-1,074.187	471.647	-269.597	4,473.435	741.244	
	63	2,685.596	-1,306.685	523.199	-123.814	3,992.281	647.013	
62	63	2,685.795	-1,306.685	523.199	-231.400	3,992.480	754.598	
	64	1,751.936	-1,532.257	575.571	-93.771	3,284.193	669.343	
63	64	1,751.936	-1,532.257	575.571	-181.449	3,284.193	757.020	
	65	706.315	-1,927.480	637.651	-54.569	2,633.795	692.220	
64	65	709.106	-1,927.480	637.651	-112.869	2,636.586	750.521	
	66	651.917	-3,732.261	727.715	-70.998	4,384.178	798.713	P9
65	66	653.103	-3,733.352	727.715	-710.044	4,386.455	1,437.759	P9
	67	1,000.055	-2,998.421	106.814	-553.059	3,998.476	659.874	
66	67	1,000.162	-3,001.693	106.814	-608.903	4,001.855	715.717	
	68	2,265.381	-2,556.803	188.821	-454.287	4,822.184	643.108	
67	68	2,265.447	-2,560.485	188.821	-534.393	4,825.932	723.214	
	69	3,163.746	-2,127.152	247.419	-376.068	5,290.898	623.488	
68	69	3,163.746	-2,128.378	247.419	-466.931	5,292.124	714.350	
	70	3,628.329	-1,693.605	308.610	-302.627	5,321.934	611.237	
69	70	3,628.329	-1,693.605	308.610	-395.788	5,321.934	704.398	
	71	3,650.585	-1,259.376	374.118	-226.775	4,909.961	600.893	
70	71	3,650.717	-1,259.376	374.118	-335.814	4,910.093	709.932	
	72	3,112.369	-816.662	444.243	-162.025	3,929.031	606.269	
71	72	3,113.254	-816.662	444.243	-281.637	3,929.916	725.880	
	73	1,954.518	-364.766	521.557	-96.678	2,319.284	618.235	
72	73	1,956.093	-364.766	521.557	-152.126	2,320.859	673.683	
	74	5.489	-3.847	643.896	-83.352	9.336	727.248	A2

[DL 하중]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
1	1	6.534	-5.759	52.641	-613.784	12.293	666.425	P6
	2	1,833.811	-219.277	155.194	-444.451	2,053.088	599.645	
2	2	1,837.249	-219.684	155.194	-460.647	2,056.933	615.841	
	3	3,002.953	-446.611	227.145	-312.201	3,449.564	539.347	
3	3	3,006.915	-447.096	227.145	-378.236	3,454.011	605.381	
	4	3,622.968	-718.677	274.189	-241.319	4,341.645	515.507	
4	4	3,625.531	-719.694	274.189	-311.880	4,345.225	586.069	
	5	3,728.106	-965.647	336.337	-183.126	4,693.753	519.464	
5	5	3,728.180	-966.666	336.337	-255.622	4,694.846	591.959	
	6	3,330.279	-1,248.722	408.963	-135.876	4,579.001	544.839	
6	6	3,330.279	-1,249.446	408.963	-210.472	4,579.725	619.435	
	7	2,453.079	-1,543.893	491.825	-100.229	3,996.972	592.054	
7	7	2,453.079	-1,543.893	491.825	-171.635	3,996.972	663.460	
	8	1,474.689	-2,310.376	596.022	-71.487	3,785.065	667.509	
8	8	1,474.689	-2,312.285	601.834	-119.153	3,786.974	720.987	
	9	1,189.051	-4,618.133	761.001	-65.441	5,807.184	826.442	P7
9	9	1,189.051	-4,621.803	761.001	-756.538	5,810.854	1,517.539	P7
	10	1,077.066	-2,545.484	227.154	-594.610	3,622.550	821.763	
10	10	1,078.391	-2,545.484	227.154	-594.610	3,623.875	821.763	
	11	1,884.606	-2,056.543	288.747	-440.691	3,941.149	729.438	
11	11	1,892.201	-2,059.676	288.747	-482.738	3,951.877	771.486	
	12	2,747.766	-2,294.802	335.515	-343.499	5,042.568	679.014	
12	12	2,751.606	-2,295.957	335.515	-401.090	5,047.563	736.605	
	13	3,094.222	-2,688.043	386.045	-268.754	5,782.265	654.799	
13	13	3,094.222	-2,688.480	386.045	-331.668	5,782.702	717.713	
	14	2,917.055	-3,278.592	455.137	-207.999	6,195.647	663.136	
14	14	2,917.055	-3,278.592	455.137	-275.545	6,195.647	730.682	
	15	2,216.828	-3,834.198	538.925	-162.736	6,051.026	701.662	
15	15	2,216.828	-3,834.198	538.925	-225.412	6,051.026	764.338	
	16	1,444.339	-4,941.854	646.299	-124.656	6,386.193	770.955	
16	16	1,444.339	-4,941.854	651.676	-167.506	6,386.193	819.183	
	17	1,248.518	-7,442.219	813.936	-101.994	8,690.737	915.930	P8
17	17	1,248.518	-7,442.219	813.936	-870.599	8,690.737	1,684.535	P8
	18	1,314.804	-4,301.094	138.181	-713.511	5,615.898	851.692	
18	18	1,317.540	-4,301.094	138.181	-722.286	5,618.634	860.466	
	19	1,780.578	-2,263.723	176.777	-578.954	4,044.301	755.732	
19	19	1,786.089	-2,263.723	176.777	-620.211	4,049.812	796.988	
	20	2,530.438	-1,316.478	211.270	-481.445	3,846.916	692.715	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
20	20	2,540.223	-1,316.478	211.270	-531.894	3,856.701	743.165	
	21	3,518.641	-1,105.184	245.467	-395.473	4,623.825	640.940	
21	21	3,529.233	-1,106.731	245.467	-455.695	4,635.964	701.162	
	22	4,188.338	-1,097.658	287.377	-322.404	5,285.996	609.781	
22	22	4,193.711	-1,098.774	287.377	-386.449	5,292.485	673.827	
	23	4,395.229	-1,146.843	338.283	-257.808	5,542.072	596.091	
23	23	4,395.229	-1,147.151	338.283	-325.550	5,542.380	663.832	
	24	4,131.988	-1,206.997	398.467	-202.794	5,338.985	601.261	
24	24	4,131.988	-1,206.997	398.467	-273.287	5,338.985	671.754	
	25	3,400.093	-1,370.239	467.764	-157.592	4,770.332	625.356	
25	25	3,400.093	-1,370.239	467.764	-230.670	4,770.332	698.435	
	26	2,336.626	-1,617.795	542.448	-122.611	3,954.421	665.059	
26	26	2,336.626	-1,620.101	542.448	-194.695	3,956.727	737.143	
	27	1,466.053	-2,573.147	629.789	-96.001	4,039.200	725.790	
27	27	1,466.053	-2,580.478	629.789	-159.674	4,046.531	789.463	
	28	865.865	-4,504.426	732.653	-70.384	5,370.291	803.036	
28	28	865.865	-4,521.030	732.653	-126.668	5,386.895	859.321	
	29	625.557	-7,685.930	881.608	-82.526	8,311.487	964.134	P9
29	29	627.005	-7,697.480	881.608	-830.065	8,324.485	1,711.674	P9
	30	1,122.529	-5,149.424	105.192	-670.195	6,271.953	775.387	
30	30	1,126.530	-5,152.170	105.192	-670.195	6,278.700	775.387	
	31	2,198.357	-4,001.979	149.109	-520.841	6,200.336	669.950	
31	31	2,208.497	-4,006.220	149.109	-557.651	6,214.717	706.760	
	32	3,158.092	-3,311.400	192.905	-419.289	6,469.492	612.194	
32	32	3,164.537	-3,312.194	192.905	-471.749	6,476.731	664.653	
	33	3,604.556	-2,640.323	243.858	-337.103	6,244.879	580.961	
33	33	3,606.372	-2,640.323	243.858	-398.418	6,246.695	642.276	
	34	3,532.775	-1,918.595	303.579	-268.134	5,451.370	571.713	
34	34	3,532.775	-1,918.595	303.579	-338.519	5,451.370	642.099	
	35	2,949.830	-1,222.549	370.204	-212.675	4,172.379	582.878	
35	35	2,949.830	-1,222.549	370.204	-293.202	4,172.379	663.406	
	36	1,815.948	-582.279	452.533	-170.163	2,398.227	622.695	
36	36	1,815.948	-582.279	452.533	-227.514	2,398.227	680.047	
	37	3.953	-4.522	608.211	-139.282	8.475	747.494	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
37	38	7.711	-4.863	46.930	-598.347	12.574	645.276	P6
	39	1,729.641	-211.102	150.790	-430.176	1,940.743	580.966	
38	39	1,729.641	-211.974	150.790	-466.691	1,941.615	617.480	
	40	2,910.486	-460.975	225.219	-318.859	3,371.461	544.078	
39	40	2,910.486	-462.032	225.219	-378.901	3,372.518	604.120	
	41	3,526.048	-712.397	271.036	-242.492	4,238.445	513.527	
40	41	3,526.048	-713.212	271.036	-308.607	4,239.260	579.643	
	42	3,617.830	-1,007.040	333.792	-180.511	4,624.870	514.303	
41	42	3,618.565	-1,007.655	333.792	-251.268	4,626.220	585.060	
	43	3,213.995	-1,265.268	406.409	-132.106	4,479.263	538.515	
42	43	3,215.672	-1,265.268	406.409	-206.446	4,480.940	612.855	
	44	2,347.172	-1,521.832	488.719	-96.588	3,869.004	585.308	
43	44	2,349.557	-1,521.832	488.719	-167.742	3,871.389	656.461	
	45	1,384.505	-2,132.336	594.543	-68.280	3,516.841	662.823	
44	45	1,385.068	-2,132.336	611.345	-114.797	3,517.404	726.143	
	46	1,130.562	-4,475.082	767.643	-66.204	5,605.644	833.846	P7
45	46	1,130.562	-4,475.648	767.643	-759.029	5,606.210	1,526.672	P7
	47	1,011.904	-2,327.372	222.932	-598.085	3,339.276	821.017	
46	47	1,011.904	-2,329.050	222.932	-598.085	3,340.954	821.017	
	48	1,810.217	-2,005.320	283.811	-436.969	3,815.537	720.779	
47	48	1,810.217	-2,009.967	283.811	-475.597	3,820.184	759.408	
	49	2,623.268	-2,246.736	329.215	-337.444	4,870.004	666.658	
48	49	2,623.268	-2,248.667	329.215	-394.963	4,871.935	724.178	
	50	2,950.642	-2,676.930	379.064	-263.469	5,627.572	642.533	
49	50	2,950.879	-2,677.310	379.064	-327.173	5,628.189	706.237	
	51	2,790.934	-3,230.607	446.002	-203.740	6,021.541	649.742	
50	51	2,791.596	-3,230.607	446.002	-272.847	6,022.203	718.848	
	52	2,144.841	-3,771.597	530.735	-159.519	5,916.438	690.254	
51	52	2,145.677	-3,771.597	530.735	-224.955	5,917.274	755.691	
	53	1,364.712	-4,626.652	646.080	-123.732	5,991.364	769.812	
52	53	1,364.712	-4,626.652	678.823	-174.663	5,991.364	853.487	
	54	1,249.001	-7,165.613	838.873	-113.271	8,414.614	952.144	P8
53	54	1,259.171	-7,167.057	838.873	-915.077	8,426.228	1,753.950	P8
	55	1,253.932	-3,917.939	150.187	-761.718	5,171.871	911.904	
54	55	1,253.932	-3,919.047	150.187	-761.718	5,172.979	911.904	
	56	1,720.435	-2,101.656	177.576	-580.147	3,822.091	757.723	
55	56	1,720.435	-2,101.656	177.576	-608.885	3,822.091	786.461	
	57	2,482.932	-1,302.855	210.758	-471.461	3,785.787	682.219	
56	57	2,482.932	-1,302.855	210.758	-522.798	3,785.787	733.556	
	58	3,441.560	-1,142.299	243.056	-387.766	4,583.859	630.823	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
57	58	3,441.857	-1,144.399	243.056	-448.641	4,586.256	691.698	
	59	4,068.456	-1,076.726	283.729	-316.733	5,145.182	600.462	
58	59	4,068.674	-1,078.071	283.729	-381.206	5,146.745	664.935	
	60	4,259.924	-1,122.945	334.099	-253.818	5,382.869	587.918	
59	60	4,259.924	-1,123.256	334.099	-321.670	5,383.180	655.769	
	61	4,010.429	-1,234.870	392.765	-199.805	5,245.299	592.570	
60	61	4,010.429	-1,234.870	392.765	-270.459	5,245.299	663.223	
	62	3,326.778	-1,364.257	459.103	-155.025	4,691.035	614.128	
61	62	3,326.778	-1,364.257	459.103	-228.133	4,691.035	687.236	
	63	2,295.933	-1,601.925	532.627	-119.944	3,897.858	652.570	
62	63	2,297.295	-1,602.721	532.627	-194.127	3,900.016	726.754	
	64	1,418.358	-2,429.055	618.873	-94.622	3,847.413	713.495	
63	64	1,419.602	-2,434.813	618.873	-159.469	3,854.415	778.342	
	65	813.057	-4,174.413	733.859	-69.980	4,987.470	803.840	
64	65	814.223	-4,174.413	778.542	-133.090	4,988.636	911.632	
	66	649.301	-7,489.818	932.356	-91.871	8,139.119	1,024.227	P9
65	66	650.490	-7,493.631	932.356	-862.637	8,144.121	1,794.992	P9
	67	1,079.765	-4,797.166	104.913	-705.208	5,876.931	810.120	
66	67	1,080.953	-4,803.496	104.913	-705.208	5,884.449	810.120	
	68	2,139.620	-3,942.216	151.400	-523.738	6,081.836	675.139	
67	68	2,139.620	-3,948.170	151.400	-550.443	6,087.790	701.843	
	69	3,029.961	-3,259.053	193.730	-413.363	6,289.014	607.093	
68	69	3,029.961	-3,260.972	193.730	-463.555	6,290.933	657.286	
	70	3,447.459	-2,594.815	242.184	-329.999	6,042.274	572.183	
69	70	3,447.459	-2,594.815	242.184	-390.871	6,042.274	633.055	
	71	3,375.527	-1,920.207	300.600	-261.545	5,295.734	562.145	
70	71	3,375.730	-1,920.207	300.600	-333.658	5,295.937	634.258	
	72	2,792.342	-1,216.273	371.433	-209.300	4,008.615	580.733	
71	72	2,793.284	-1,216.273	371.433	-292.349	4,009.557	663.782	
	73	1,661.753	-549.943	458.653	-171.652	2,211.696	630.305	
72	73	1,663.082	-549.943	458.653	-214.763	2,213.025	673.416	
	74	4.959	-3.574	584.538	-122.801	8.533	707.339	A2

[풍하중]

< Girder 1 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
1	1	33.725	-24.713	22.254	-27.873	58.438	50.127	P6
	2	112.135	-78.052	5.451	-7.400	190.188	12.851	
2	2	113.824	-79.296	6.010	-7.400	193.120	13.411	
	3	86.910	-62.146	16.886	-12.873	149.056	29.760	
3	3	88.570	-63.373	16.886	-12.873	151.943	29.760	
	4	70.003	-50.751	15.212	-11.964	120.753	27.176	
4	4	70.819	-51.350	15.212	-11.964	122.168	27.176	
	5	62.805	-46.490	13.087	-10.404	109.295	23.491	
5	5	62.805	-46.490	13.087	-10.404	109.295	23.491	
	6	56.833	-43.554	12.592	-9.952	100.386	22.543	
6	6	56.833	-43.554	12.592	-9.952	100.386	22.543	
	7	38.346	-31.142	14.814	-11.626	69.488	26.440	
7	7	38.346	-31.142	14.814	-11.626	69.488	26.440	
	8	36.476	-52.625	29.165	-22.521	89.101	51.687	
8	8	37.701	-53.099	65.281	-46.162	90.800	111.443	
	9	315.115	-436.065	88.124	-64.962	751.180	153.086	P7
9	9	315.115	-436.065	88.124	-79.770	751.180	167.894	P7
	10	26.937	-27.771	41.865	-56.701	54.709	98.566	
10	10	26.937	-27.854	41.865	-56.701	54.792	98.566	
	11	32.421	-25.007	0.578	-0.275	57.428	0.853	
11	11	34.144	-26.671	9.797	-10.973	60.815	20.769	
	12	29.240	-26.715	13.021	-9.838	55.955	22.859	
12	12	30.275	-27.611	13.021	-9.838	57.885	22.859	
	13	12.637	-17.889	15.797	-11.961	30.525	27.758	
13	13	12.637	-17.889	15.797	-11.961	30.525	27.758	
	14	17.842	-15.250	18.042	-13.450	33.092	31.491	
14	14	17.994	-16.251	18.042	-13.450	34.245	31.491	
	15	52.786	-74.741	24.430	-18.109	127.527	42.539	
15	15	52.786	-75.139	24.430	-18.109	127.925	42.539	
	16	156.555	-237.871	45.531	-33.812	394.426	79.343	
16	16	156.555	-237.871	104.461	-69.396	394.426	173.858	
	17	554.963	-819.666	130.701	-90.687	1,374.630	221.388	P8
17	17	554.963	-819.666	130.701	-121.248	1,374.630	251.949	P8
	18	138.575	-186.709	63.199	-94.809	325.284	158.008	
18	18	138.575	-186.709	63.199	-94.809	325.284	158.008	
	19	23.564	-32.367	11.565	-17.002	55.931	28.567	
19	19	23.564	-32.367	18.014	-23.431	55.931	41.445	
	20	26.206	-18.426	2.888	-3.387	44.632	6.275	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
20	20	32.806	-23.189	12.758	-16.367	55.995	29.125	
	21	48.946	-33.507	9.902	-8.625	82.453	18.527	
21	21	53.419	-36.755	11.398	-14.370	90.174	25.768	
	22	59.740	-40.348	11.838	-9.959	100.088	21.796	
22	22	61.470	-41.749	11.838	-13.466	103.220	25.304	
	23	63.407	-42.320	12.691	-10.555	105.727	23.245	
23	23	63.407	-42.320	12.691	-12.847	105.727	25.537	
	24	61.304	-40.259	13.254	-10.975	101.563	24.229	
24	24	61.304	-40.259	13.254	-11.794	101.563	25.047	
	25	51.355	-32.712	14.260	-11.697	84.067	25.957	
25	25	51.355	-32.712	14.260	-11.697	84.067	25.957	
	26	31.849	-21.065	15.699	-12.760	52.914	28.458	
26	26	31.849	-21.065	15.699	-12.760	52.914	28.458	
	27	21.979	-19.412	21.727	-17.628	41.390	39.355	
27	27	27.512	-26.794	21.727	-17.628	54.307	39.355	
	28	137.468	-163.477	40.322	-32.639	300.945	72.961	
28	28	140.781	-166.096	87.556	-62.484	306.877	150.040	
	29	505.740	-667.814	113.403	-83.698	1,173.554	197.101	P9
29	29	603.395	-905.276	113.403	-139.448	1,508.671	252.851	P9
	30	177.578	-273.054	74.813	-113.898	450.633	188.711	
30	30	177.749	-276.431	74.813	-113.898	454.180	188.711	
	31	68.218	-97.268	15.215	-23.408	165.487	38.623	
31	31	68.218	-97.268	18.348	-24.375	165.487	42.723	
	32	33.084	-35.445	1.293	-1.919	68.529	3.212	
32	32	33.084	-35.445	13.326	-17.657	68.529	30.983	
	33	14.577	-11.101	6.362	-6.589	25.679	12.952	
33	33	14.577	-11.797	12.441	-16.453	26.374	28.894	
	34	18.077	-24.923	7.086	-7.124	43.001	14.210	
34	34	18.077	-24.923	13.547	-18.024	43.001	31.571	
	35	49.370	-43.842	5.049	-5.668	93.212	10.718	
35	35	49.370	-43.842	14.244	-19.531	93.212	33.774	
	36	87.839	-65.862	3.078	-4.626	153.701	7.704	
36	36	87.839	-65.862	3.078	-4.626	153.701	7.704	
	37	36.759	-27.056	20.703	-18.529	63.816	39.232	A2

< Girder 2 >

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
37	38	3.470	-2.280	26.690	-21.463	5.750	48.152	P6
	39	55.916	-70.282	7.145	-5.235	126.198	12.380	
38	39	55.916	-70.282	7.145	-5.788	126.198	12.933	
	40	37.464	-41.932	12.600	-16.300	79.396	28.900	
39	40	37.464	-41.932	12.600	-16.300	79.396	28.900	
	41	26.124	-26.369	11.153	-13.725	52.492	24.878	
40	41	26.124	-26.369	11.358	-13.725	52.492	25.083	
	42	26.048	-27.055	9.008	-10.653	53.103	19.662	
41	42	26.504	-27.764	12.777	-10.653	54.268	23.431	
	43	32.273	-36.586	7.935	-9.174	68.859	17.109	
42	43	34.186	-39.462	11.478	-9.209	73.648	20.687	
	44	34.804	-42.096	8.956	-10.399	76.900	19.354	
43	44	38.093	-47.043	8.956	-10.399	85.137	19.354	
	45	15.302	-11.076	19.161	-23.720	26.377	42.881	
44	45	15.302	-11.076	42.869	-59.975	26.377	102.844	
	46	353.871	-259.498	60.928	-81.726	613.368	142.654	P7
45	46	353.871	-259.498	82.031	-81.726	613.368	163.757	P7
	47	8.819	-6.102	60.056	-43.336	14.920	103.392	
46	47	13.292	-8.860	60.056	-43.336	22.151	103.392	
	48	51.323	-64.727	4.820	-3.149	116.050	7.970	
47	48	51.323	-64.727	15.596	-12.096	116.050	27.692	
	49	61.507	-80.892	6.810	-7.344	142.399	14.154	
48	49	61.507	-80.892	14.308	-11.029	142.399	25.337	
	50	67.187	-92.063	8.223	-9.113	159.250	17.336	
49	50	67.761	-93.241	13.544	-10.591	161.002	24.135	
	51	71.749	-101.163	9.003	-10.357	172.912	19.359	
50	51	73.999	-104.860	9.003	-10.357	178.859	19.359	
	52	59.401	-87.204	13.006	-15.871	146.605	28.877	
51	52	62.764	-92.606	13.006	-15.871	155.371	28.877	
	53	22.354	-24.107	28.084	-36.180	46.460	64.263	
52	53	22.354	-24.107	63.752	-95.314	46.460	159.065	
	54	541.471	-380.518	84.376	-120.660	921.989	205.036	P8
53	54	570.459	-395.347	115.397	-120.660	965.806	236.057	P8
	55	72.881	-54.527	89.812	-59.882	127.408	149.694	
54	55	86.962	-62.511	89.812	-59.882	149.473	149.694	
	56	31.495	-38.468	13.076	-8.990	69.963	22.066	
55	56	31.495	-38.468	19.781	-15.549	69.963	35.330	
	57	48.580	-59.052	5.246	-5.803	107.632	11.049	
56	57	48.580	-59.052	13.634	-10.972	107.632	24.606	
	58	45.212	-53.056	9.823	-11.950	98.268	21.773	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
57	58	45.212	-53.056	12.444	-11.950	98.268	24.394	
	59	40.416	-44.931	10.546	-13.139	85.347	23.685	
58	59	40.416	-44.931	12.221	-13.139	85.347	25.360	
	60	37.836	-39.690	10.577	-13.363	77.525	23.941	
59	60	38.386	-40.980	12.168	-13.363	79.366	25.531	
	61	37.985	-37.960	10.479	-13.413	75.945	23.893	
60	61	40.716	-42.804	11.535	-13.413	83.520	24.949	
	62	39.057	-36.706	10.740	-14.050	75.763	24.790	
61	62	43.881	-44.911	10.740	-14.050	88.792	24.790	
	63	39.179	-33.318	11.367	-15.182	72.497	26.549	
62	63	45.813	-44.401	11.367	-15.182	90.214	26.549	
	64	19.351	-10.276	15.854	-21.041	29.626	36.895	
63	64	27.138	-17.374	15.854	-21.041	44.512	36.895	
	65	112.522	-70.498	30.531	-39.577	183.020	70.108	
64	65	112.522	-70.498	60.495	-87.108	183.020	147.603	
	66	584.463	-406.962	81.290	-112.692	991.425	193.982	P9
65	66	584.463	-406.962	130.186	-112.692	991.425	242.878	P9
	67	11.858	-21.697	104.846	-68.793	33.555	173.639	
66	67	18.352	-25.439	104.846	-68.793	43.790	173.639	
	68	70.608	-113.020	14.712	-9.642	183.629	24.354	
67	68	70.608	-113.020	15.811	-12.831	183.629	28.642	
	69	79.747	-123.291	7.096	-8.558	203.038	15.654	
68	69	79.747	-123.291	9.165	-8.558	203.038	17.723	
	70	68.346	-104.510	11.486	-14.749	172.855	26.235	
69	70	68.346	-104.510	11.486	-14.749	172.855	26.235	
	71	56.654	-84.159	11.758	-15.425	140.813	27.184	
70	71	57.149	-84.615	11.758	-15.425	141.764	27.184	
	72	54.080	-75.239	10.083	-13.386	129.320	23.469	
71	72	56.179	-78.068	11.151	-13.386	134.247	24.537	
	73	58.423	-77.280	8.830	-11.393	135.703	20.223	
72	73	61.201	-81.188	8.830	-11.393	142.390	20.223	
	74	2.229	-1.517	22.565	-28.999	3.746	51.563	A2

6) 부재력 요약

[단면 - 1]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	734.905	973.581	662.816	1,332.841	88.433	49.865	절점 1 에서 2.50 M
G2	691.612	940.299	697.635	1,278.846	38.460	48.736	절점 38 에서 2.43 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-278.178	-333.151	-244.178	-536.616	-16.377	-20.112	절점 1 에서 2.50 M
G2	-269.137	-330.945	-264.761	-530.994	-12.429	-20.121	절점 38 에서 2.43 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-122.525	-105.185	-24.134	-554.113	-74.095	-6.091	절점 1 에서 2.50 M
G2	-122.061	-101.859	19.740	-564.532	-185.693	-6.810	절점 38 에서 2.43 M

[단면 - 2]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,496.251	2,948.691	2,218.165	3,614.270	91.841	244.517	절점 3 에서 2.77 M
G2	2,464.502	2,934.303	2,311.134	3,537.620	41.143	242.256	절점 40 에서 2.73 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-93.150	-81.705	-73.263	-338.922	-3.562	-20.094	절점 3 에서 2.77 M
G2	-97.121	-84.968	-73.958	-340.573	-3.899	-20.125	절점 40 에서 2.73 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-92.070	-78.781	-24.071	-398.149	-58.675	-9.035	절점 3 에서 2.77 M
G2	-92.376	-78.321	-11.664	-441.460	-85.455	-9.558	절점 40 에서 2.73 M

[단면 - 3]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,725.655	3,089.163	2,359.780	3,804.085	81.154	339.529	절점 4 에서 2.50 M
G2	2,698.728	3,078.776	2,453.863	3,724.842	36.947	335.196	절점 41 에서 2.46 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-2.682	23.863	14.187	309.974	1.604	13.355	절점 4 에서 2.50 M
G2	-2.672	24.363	13.903	308.878	0.352	13.283	절점 41 에서 2.46 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-41.363	-32.793	-22.034	-277.584	-10.325	-11.162	절점 4 에서 2.50 M
G2	-41.068	-31.705	-6.593	-332.360	-7.617	-11.643	절점 41 에서 2.46 M

[단면 - 4]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	904.836	1,876.423	981.568	3,869.774	23.282	294.428	절점 33 에서 3.74 M
G2	884.160	1,862.702	1,098.428	3,729.058	68.040	288.507	절점 70 에서 3.65 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-92.432	-68.314	-79.343	-297.269	-2.266	-13.693	절점 33 에서 3.74 M
G2	-94.083	-69.804	-75.688	-290.629	-9.607	-13.649	절점 70 에서 3.65 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-39.267	-36.988	-12.173	-260.697	-6.751	-17.393	절점 33 에서 3.74 M
G2	-40.601	-41.415	-65.007	-262.000	-29.376	-17.981	절점 70 에서 3.65 M

[단면 - 5]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-1,141.753	-2,219.053	-1,443.724	-3,251.328	-230.326	-454.340	절점 8 에서 2.50 M
G2	-1,149.708	-2,253.091	-1,588.536	-3,120.816	-122.646	-518.658	절점 45 에서 2.43 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	368.581	534.959	336.632	678.510	76.703	2.867	절점 8 에서 2.50 M
G2	380.686	568.308	430.403	687.254	51.898	23.776	절점 45 에서 2.43 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	107.451	76.933	29.819	545.791	70.065	17.373	절점 8 에서 2.50 M
G2	111.008	79.962	34.376	607.038	137.131	16.342	절점 45 에서 2.43 M

[단면 - 6]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-2,106.790	-3,651.739	-2,338.674	-4,618.133	-436.065	-461.497	절점 9 에서 0.00 M
G2	-2,117.611	-3,726.961	-2,692.553	-4,475.648	-259.198	-576.594	절점 46 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	404.408	612.832	380.354	761.001	88.124	2.867	절점 9 에서 0.00 M
G2	415.505	645.938	478.750	767.643	60.928	23.776	절점 46 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	107.451	76.503	77.950	534.916	70.065	17.373	절점 9 에서 0.00 M
G2	111.008	72.314	-40.173	659.489	137.131	16.342	절점 46 에서 0.00 M

[단면 - 7]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-1,846.432	-1,744.559	-1,625.391	-3,834.198	-74.741	-346.395	절점 15 에서 0.00 M
G2	-1,840.851	-1,716.391	-1,486.499	-3,771.597	-87.204	-344.837	절점 52 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	212.911	397.994	236.398	538.925	24.430	33.353	절점 15 에서 0.00 M
G2	216.873	403.999	250.221	530.735	13.006	35.402	절점 52 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-63.957	-20.690	-114.142	-419.635	-48.229	-18.140	절점 15 에서 0.00 M
G2	-65.063	-20.801	-92.792	-446.059	-141.563	-17.858	절점 52 에서 0.00 M

[단면 - 8]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-3,104.068	-4,095.726	-2,981.786	-4,941.854	-237.871	-410.800	절점 16 에서 0.00 M
G2	-3,105.179	-4,079.340	-2,969.585	-4,626.652	-24.107	-434.795	절점 53 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	290.124	548.768	315.656	646.299	45.531	30.547	절점 16 에서 0.00 M
G2	311.816	588.341	396.672	678.823	63.752	48.206	절점 53 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-140.377	-103.238	-154.966	-549.314	-244.190	-10.203	절점 16 에서 0.00 M
G2	-145.288	-103.591	-98.555	-669.816	-118.758	-9.654	절점 53 에서 0.00 M

[단면 - 9]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-4,743.216	-7,110.035	-4,565.441	-7,442.219	-819.666	-478.879	절점 17 에서 0.00 M
G2	-4,808.603	-7,311.569	-5,117.562	-7,167.057	-395.347	-646.043	절점 54 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-505.174	-762.968	-462.181	-870.599	-121.248	-10.445	절점 17 에서 0.00 M
G2	-549.122	-843.314	-607.283	-915.077	-80.678	-31.476	절점 54 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-207.608	-172.681	-152.808	-806.815	-129.204	-32.944	절점 17 에서 0.00 M
G2	-219.567	-171.940	25.826	-969.160	-321.789	-32.553	절점 54 에서 0.00 M

[단면 - 10]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-431.721	-865.249	-571.227	-2,263.723	-32.367	-434.549	절점 19 에서 0.00 M
G2	-381.351	-796.964	-405.825	-2,101.656	-38.468	-435.840	절점 56 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-358.460	-490.236	-346.725	-620.211	-23.431	-20.177	절점 19 에서 0.00 M
G2	-357.706	-492.483	-354.595	-608.885	-15.549	-21.746	절점 56 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-238.909	-237.814	-160.963	-729.318	-151.657	-37.804	절점 19 에서 0.00 M
G2	-246.950	-231.118	-93.012	-881.774	-357.360	-45.604	절점 56 에서 0.00 M

[단면 - 11]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,633.865	3,030.781	2,334.449	3,901.664	71.686	327.752	절점 21 에서 2.22 M
G2	2,610.188	3,018.568	2,423.976	3,799.120	52.727	320.311	절점 58 에서 2.16 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-131.081	-174.352	-125.875	-407.126	-2.710	-20.914	절점 21 에서 2.22 M
G2	-127.975	-171.494	-125.415	-402.098	-1.381	-21.012	절점 58 에서 2.16 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-123.228	-130.849	-70.930	-475.017	-79.306	-14.597	절점 21 에서 2.22 M
G2	-126.860	-132.347	-39.397	-547.553	-124.968	-15.009	절점 58 에서 2.16 M

[단면 - 12]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	3,135.088	3,629.263	2,767.719	4,410.209	75.167	178.458	절점 22 에서 3.74 M
G2	3,086.781	3,593.427	2,839.590	4,276.352	47.507	174.307	절점 59 에서 3.64 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-14.504	-15.679	-6.841	-303.921	-5.220	-20.916	절점 22 에서 3.74 M
G2	-14.773	-15.588	-4.240	-300.896	-6.967	-21.011	절점 59 에서 3.64 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-34.078	-37.798	9.564	-354.979	-26.760	-6.515	절점 22 에서 3.74 M
G2	-35.422	-42.505	-46.860	-379.929	-41.359	-6.992	절점 59 에서 3.64 M

[단면 - 13]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,971.799	3,446.797	2,585.504	4,280.919	74.728	189.366	절점 23 에서 3.47 M
G2	2,930.124	3,417.564	2,663.267	4,154.499	48.251	184.944	절점 60 에서 3.37 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	82.596	91.147	80.637	369.393	5.291	23.019	절점 23 에서 3.47 M
G2	81.231	90.898	82.216	365.562	4.253	23.128	절점 60 에서 3.37 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	63.046	64.286	59.077	361.906	27.235	7.874	절점 23 에서 3.47 M
G2	66.460	64.620	6.516	444.404	40.897	8.342	절점 60 에서 3.37 M

[단면 - 14]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,160.080	1,325.617	841.108	3,024.226	49.024	395.618	절점 25 에서 3.47 M
G2	1,145.276	1,326.945	985.957	2,962.801	50.758	388.628	절점 62 에서 3.37 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	284.964	324.444	265.612	499.148	7.769	22.983	절점 25 에서 3.47 M
G2	287.786	329.315	265.386	489.779	5.222	23.167	절점 62 에서 3.37 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	222.411	226.553	129.347	631.844	125.494	24.370	절점 25 에서 3.47 M
G2	230.618	229.325	46.677	739.108	210.325	24.490	절점 62 에서 3.37 M

[단면 - 15]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-1,866.679	-1,848.679	-1,805.459	-4,006.220	-95.779	-398.103	절점 31 에서 0.00 M
G2	-1,846.831	-1,807.280	-1,643.783	-3,948.170	-105.901	-396.499	절점 68 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-307.829	-483.679	-324.577	-557.651	-24.375	-12.832	절점 31 에서 0.00 M
G2	-320.468	-496.295	-347.998	-523.738	-9.642	-16.862	절점 68 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-44.567	-74.811	-53.326	-455.978	-53.201	-37.930	절점 31 에서 0.00 M
G2	2.692	-29.501	51.167	-638.648	-230.576	-43.666	절점 68 에서 0.00 M

[단면 - 16]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-3,605.679	-4,624.741	-3,589.168	-5,152.170	-276.431	-449.988	절점 30 에서 0.00 M
G2	-3,584.033	-4,590.376	-3,562.334	-4,803.496	-25.439	-477.845	절점 67 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-388.718	-633.662	-401.060	-665.027	-48.434	-10.477	절점 30 에서 0.00 M
G2	-415.845	-679.972	-494.222	-705.208	-68.793	-24.596	절점 67 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	87.609	62.120	120.902	541.233	251.748	24.126	절점 30 에서 0.00 M
G2	87.419	56.775	57.150	663.570	107.726	24.141	절점 67 에서 0.00 M

[단면 - 17]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-5,731.257	-8,038.131	-5,560.480	-7,697.480	-905.276	-463.235	절점 29 에서 0.00 M
G2	-5,805.743	-8,263.088	-6,189.270	-7,493.631	-405.157	-596.683	절점 66 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	545.011	796.438	489.138	881.608	113.403	11.941	절점 29 에서 0.00 M
G2	591.885	882.171	650.224	932.356	81.290	34.212	절점 66 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	169.741	140.023	116.819	801.060	114.753	24.284	절점 29 에서 0.00 M
G2	182.021	140.470	-62.005	969.568	326.571	23.203	절점 66 에서 0.00 M

[단면 - 18]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,395.275	1,725.507	1,233.432	2,263.335	115.848	101.445	절점 2 에서 0.62 M
G2	-	-	-	-	-	-	절점 1 에서 2.50 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-225.397	-252.183	-201.281	-490.893	-3.368	-20.005	절점 2 에서 0.62 M
G2	-	-	-	-	-	-	절점 1 에서 2.50 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-127.777	-109.252	-67.780	-536.625	-101.579	-7.988	절점 2 에서 0.62 M
G2	-	-	-	-	-	-	절점 1 에서 2.50 M

[단면 - 20]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,154.357	2,211.441	1,691.084	3,294.099	56.549	496.291	절점 6 에서 0.27 M
G2	2,130.440	2,204.172	1,795.483	3,182.918	36.049	485.932	절점 43 에서 0.27 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	148.394	209.587	159.500	385.048	6.176	13.233	절점 6 에서 0.27 M
G2	152.360	212.388	156.477	384.826	10.274	13.405	절점 43 에서 0.27 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	69.273	62.814	-47.565	459.290	69.831	24.544	절점 6 에서 0.27 M
G2	71.286	71.033	67.760	435.703	139.471	24.363	절점 43 에서 0.27 M

[단면 - 26]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,657.287	1,783.531	1,393.859	2,986.410	53.203	448.996	절점 20 에서 1.87 M
G2	1,655.803	1,798.178	1,517.397	2,926.752	54.501	440.431	절점 57 에서 1.82 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-235.502	-291.122	-224.289	-478.329	-6.518	-20.834	절점 20 에서 1.87 M
G2	-239.057	-296.146	-223.952	-469.783	-3.173	-21.090	절점 57 에서 1.82 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-204.468	-211.122	-112.833	-617.262	-125.798	-25.879	절점 20 에서 1.87 M
G2	-212.142	-214.372	-48.442	-714.060	-211.561	-26.246	절점 57 에서 1.82 M

[현장이음 - 1]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,091.220	1,386.209	970.138	1,845.156	105.909	76.497	절점 1 에서 3.82 M
G2	1,033.181	1,346.037	1,027.347	1,776.348	51.418	75.162	절점 38 에서 3.74 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-260.603	-291.940	-220.987	-484.878	-10.279	-20.112	절점 1 에서 3.82 M
G2	-251.689	-289.049	-238.586	-478.297	-7.540	-20.121	절점 38 에서 3.74 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-122.525	-105.422	1.395	-568.797	-74.095	-6.091	절점 1 에서 3.82 M
G2	-122.061	-106.022	-20.621	-542.038	-185.693	-6.810	절점 38 에서 3.74 M

[현장이음 - 2]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,407.071	2,861.459	2,144.106	3,514.499	94.175	226.442	절점 3 에서 1.87 M
G2	2,373.098	2,845.322	2,236.543	3,436.634	42.114	224.413	절점 40 에서 1.85 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-104.643	-107.148	-89.016	-370.593	-2.279	-20.094	절점 3 에서 1.87 M
G2	-108.543	-110.658	-91.629	-371.952	-2.641	-20.125	절점 40 에서 1.85 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-92.070	-78.621	-41.413	-392.309	-58.675	-9.035	절점 3 에서 1.87 M
G2	-92.376	-75.514	15.583	-465.114	-85.455	-9.558	절점 40 에서 1.85 M

[현장이음 - 3]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,279.094	2,386.308	1,823.279	3,413.526	62.908	478.707	절점 5 에서 4.37 M
G2	2,254.302	2,377.853	1,926.560	3,297.916	35.734	468.909	절점 42 에서 4.28 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	130.298	183.775	139.745	450.000	9.722	13.482	절점 5 에서 4.37 M
G2	131.370	186.433	142.950	449.182	5.657	13.155	절점 42 에서 4.28 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	15.474	17.739	24.393	301.792	34.378	14.248	절점 5 에서 4.37 M
G2	16.553	13.545	-59.137	430.131	67.571	14.438	절점 42 에서 4.28 M

[현장이음 - 4]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,038.678	766.357	590.995	2,310.020	30.174	599.099	절점 7 에서 0.62 M
G2	1,024.417	771.549	703.427	2,213.125	36.078	593.776	절점 44 에서 0.61 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	267.134	332.815	248.321	467.544	9.138	11.006	절점 7 에서 0.62 M
G2	272.876	341.830	265.272	470.004	3.447	15.633	절점 44 에서 0.61 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	105.236	85.653	-35.025	558.626	66.819	30.970	절점 7 에서 0.62 M
G2	108.318	93.617	62.297	564.605	187.851	30.219	절점 44 에서 0.61 M

[현장이음 - 5]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-917.255	-1,897.124	-1,240.321	-2,999.805	-184.207	-452.549	절점 8 에서 1.87 M
G2	-924.267	-1,920.299	-1,334.916	-2,854.566	-92.550	-504.243	절점 45 에서 1.82 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	359.454	515.477	325.695	658.590	73.845	2.867	절점 8 에서 1.87 M
G2	371.823	548.907	418.320	667.663	49.642	23.776	절점 45 에서 1.82 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	107.451	77.041	17.778	549.594	70.065	17.373	절점 8 에서 1.87 M
G2	111.008	81.874	53.008	595.156	137.131	16.342	절점 45 에서 1.82 M

[현장이음 - 6]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-1,466.521	-2,193.611	-1,618.820	-3,196.697	-143.037	-387.892	절점 9 에서 3.12 M
G2	-1,468.838	-2,214.043	-1,701.581	-2,963.433	-90.493	-440.650	절점 46 에서 3.03 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-184.534	-420.862	-204.789	-652.286	-65.409	-23.771	절점 9 에서 3.12 M
G2	-193.438	-452.632	-297.977	-655.970	-50.204	-44.854	절점 46 에서 3.03 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	63.927	22.178	92.944	383.429	74.945	11.839	절점 9 에서 3.12 M
G2	66.617	20.904	52.311	459.509	70.338	12.041	절점 46 에서 3.03 M

[현장이음 - 7]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-597.998	-123.404	-545.000	-2,034.686	-23.128	-245.533	절점 10 에서 4.37 M
G2	-597.505	-112.341	-398.959	-1,969.702	-60.090	-241.845	절점 47 에서 4.24 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-94.567	-237.967	-127.378	-457.441	-3.237	-31.846	절점 10 에서 4.37 M
G2	-98.066	-246.028	-145.301	-453.687	-5.333	-36.780	절점 47 에서 4.24 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	37.796	-2.849	126.973	357.927	54.626	19.559	절점 10 에서 4.37 M
G2	39.774	-8.264	22.279	-505.751	-150.768	-33.189	절점 47 에서 4.24 M

[현장이음 - 8]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-601.900	457.818	-291.376	-2,913.472	-22.570	-222.579	절점 13 에서 1.87 M
G2	-602.559	460.260	-135.546	-2,890.066	-108.880	-216.580	절점 50 에서 1.82 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	94.043	146.677	93.119	368.338	3.667	34.226	절점 13 에서 1.87 M
G2	96.434	149.231	94.389	360.017	4.633	34.527	절점 50 에서 1.82 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	10.643	33.481	-4.986	302.715	20.592	22.899	절점 13 에서 1.87 M
G2	10.751	33.248	-14.854	356.423	77.606	23.204	절점 50 에서 1.82 M

[현장이음 - 9]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-1,719.063	-1,508.179	-1,484.592	-3,766.059	-61.479	-337.006	절점 14 에서 4.37 M
G2	-1,714.699	-1,483.331	-1,342.191	-3,703.684	-94.960	-334.820	절점 51 에서 4.24 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	203.958	378.515	225.461	520.732	21.237	33.353	절점 14 에서 4.37 M
G2	208.186	384.611	238.147	512.715	10.499	35.402	절점 51 에서 4.24 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-13.674	26.564	7.557	397.705	40.977	29.943	절점 14 에서 4.37 M
G2	-13.879	17.185	-148.564	553.328	161.517	29.618	절점 51 에서 4.24 M

[현장이음 - 10]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-3,287.156	-4,434.319	-3,156.999	-5,196.260	-300.065	-414.044	절점 16 에서 0.62 M
G2	-3,297.324	-4,445.885	-3,212.316	-4,842.674	-61.683	-454.005	절점 53 에서 0.61 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	297.944	545.755	284.934	670.656	107.716	20.553	절점 16 에서 0.62 M
G2	321.485	607.742	408.755	697.809	66.314	48.206	절점 53 에서 0.61 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-140.377	-103.345	-142.942	-549.314	-244.190	-10.203	절점 16 에서 0.62 M
G2	-145.288	-105.502	-117.190	-655.911	-118.758	-9.654	절점 53 에서 0.61 M

[현장이음 - 11]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-2,692.561	-4,068.835	-2,715.892	-4,645.445	-247.991	-480.991	절점 17 에서 4.37 M
G2	-2,635.848	-4,026.940	-2,723.642	-4,283.413	-92.391	-534.165	절점 54 에서 4.24 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-431.609	-626.684	-385.664	-731.979	-98.116	-10.445	절점 17 에서 4.37 M
G2	-477.674	-707.544	-522.728	-779.986	-62.480	-31.476	절점 54 에서 4.24 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-207.608	-173.433	-68.573	-828.931	-129.204	-32.944	절점 17 에서 4.37 M
G2	-219.567	-185.316	-104.580	-882.278	-321.789	-32.553	절점 54 에서 4.24 M

[현장이음 - 12]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	993.643	977.512	775.408	2,529.889	25.955	503.752	절점 19 에서 4.37 M
G2	1,004.754	1,004.152	916.099	2,489.505	50.184	496.996	절점 56 에서 4.24 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-292.949	-354.100	-270.230	-497.405	-3.540	-20.177	절점 19 에서 4.37 M
G2	-293.980	-356.909	-270.043	-487.327	-3.239	-21.746	절점 56 에서 4.24 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-238.909	-238.566	-76.751	-763.697	-151.657	-37.804	절점 19 에서 4.37 M
G2	-248.725	-249.045	-111.209	-802.589	-294.835	-37.597	절점 56 에서 4.24 M

[현장이음 - 13]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,746.295	3,173.763	2,439.428	4,015.664	71.681	307.109	절점 21 에서 3.12 M
G2	2,716.720	3,155.070	2,524.700	3,907.091	51.714	300.085	절점 58 에서 3.03 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-119.618	-148.944	-110.137	-379.104	-2.942	-20.914	절점 21 에서 3.12 M
G2	-116.677	-146.281	-108.024	-374.411	-3.546	-21.012	절점 58 에서 3.03 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-123.228	-131.003	-53.604	-480.418	-79.306	-14.597	절점 21 에서 3.12 M
G2	-126.860	-135.098	-66.220	-528.913	-124.968	-15.009	절점 58 에서 3.03 M

[현장이음 - 14]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,890.826	3,351.182	2,504.896	4,196.815	67.543	208.147	절점 23 에서 4.37 M
G2	2,852.764	3,325.054	2,582.774	4,073.219	42.759	203.300	절점 60 에서 4.24 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	96.765	116.557	96.377	400.448	9.989	23.019	절점 23 에서 4.37 M
G2	95.157	116.109	99.607	396.378	7.881	23.128	절점 60 에서 4.24 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	63.046	64.131	76.404	360.594	27.235	7.874	절점 23 에서 4.37 M
G2	66.460	61.869	-20.305	470.916	40.897	8.342	절점 60 에서 4.24 M

[현장이음 - 15]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	896.558	1,020.343	594.268	2,861.207	39.623	414.194	절점 25 에서 4.37 M
G2	886.982	1,026.331	745.586	2,802.660	44.492	407.185	절점 62 에서 4.24 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	300.380	349.962	281.351	524.684	12.448	22.983	절점 25 에서 4.37 M
G2	302.838	354.719	282.778	515.049	8.768	23.167	절점 62 에서 4.24 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	222.411	226.399	146.674	626.488	125.494	24.370	절점 25 에서 4.37 M
G2	230.618	226.574	19.855	758.328	210.325	24.490	절점 62 에서 4.24 M

[현장이음 - 16]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-3,524.188	-4,858.337	-3,591.425	-4,867.199	-222.725	-411.351	절점 28 에서 0.62 M
G2	-3,458.957	-4,811.032	-3,611.414	-4,545.486	-101.439	-451.489	절점 65 에서 0.61 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	466.270	660.140	412.614	742.436	90.785	11.941	절점 28 에서 0.62 M
G2	515.425	746.417	565.679	796.801	63.095	34.212	절점 65 에서 0.61 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	169.741	140.774	32.575	823.325	114.753	24.284	절점 28 에서 0.62 M
G2	182.021	153.843	68.385	883.684	326.571	23.203	절점 65 에서 0.61 M

[현장이음 - 17]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-3,849.575	-5,014.481	-3,813.876	-5,412.808	-346.158	-451.248	절점 29 에서 4.37 M
G2	-3,840.917	-5,013.250	-3,865.121	-5,062.147	-64.936	-492.314	절점 66 에서 4.24 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-392.884	-625.469	-362.382	-688.885	-117.070	-2.958	절점 29 에서 4.37 M
G2	-426.224	-699.361	-506.297	-723.833	-71.353	-24.596	절점 66 에서 4.24 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	87.609	62.227	108.862	541.233	251.748	24.126	절점 29 에서 4.37 M
G2	87.419	58.685	75.773	649.922	107.726	24.141	절점 66 에서 4.24 M

[현장이음 - 18]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-982.402	-497.409	-881.369	-3,582.078	-44.703	-358.065	절점 31 에서 3.12 M
G2	-974.649	-475.837	-717.300	-3,519.983	-129.688	-352.518	절점 68 에서 3.03 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-260.683	-386.347	-269.930	-468.287	-9.010	-12.832	절점 31 에서 3.12 M
G2	-265.639	-392.651	-276.627	-462.005	-2.668	-14.508	절점 68 에서 3.03 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-44.567	-75.348	6.832	-469.054	-53.201	-37.930	절점 31 에서 3.12 M
G2	-46.022	-75.280	33.655	-547.564	-185.759	-37.796	절점 68 에서 3.03 M

[현장이음 - 19]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	695.251	1,701.437	798.817	3,867.823	17.122	329.835	절점 33 에서 1.87 M
G2	677.967	1,689.477	923.614	3,728.495	73.437	323.084	절점 70 에서 1.82 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-125.742	-115.717	-112.150	-346.810	-7.575	-13.693	절점 33 에서 1.87 M
G2	-126.595	-117.323	-112.024	-339.665	-3.215	-13.649	절점 70 에서 1.82 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-39.267	-36.666	-48.286	-223.029	-6.751	-17.393	절점 33 에서 1.87 M
G2	-40.601	-35.668	-8.974	-307.532	-29.376	-17.981	절점 70 에서 1.82 M

[현장이음 - 20]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	774.098	1,338.987	774.545	2,291.050	88.012	94.026	절점 35 에서 4.37 M
G2	747.551	1,310.101	872.172	2,153.008	62.395	94.120	절점 72 에서 4.27 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	113.734	173.680	114.616	491.677	2.918	19.016	절점 35 에서 4.37 M
G2	115.319	179.429	122.546	496.698	6.517	18.854	절점 72 에서 4.27 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	25.781	55.629	11.035	517.064	99.066	14.278	절점 35 에서 4.37 M
G2	24.620	47.386	-116.020	609.309	132.897	15.151	절점 72 에서 4.27 M

7) 반력 집계

(1) G1 최대인 경우

・DB 하중

[1차선 재하]

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	510.785	-37.769	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,720.307	1,031.290	75
G2	252.704	413.374	387.956	6.291	-49.177	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,121.410	933.696	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	541.750	-79.174	298.125	-205.589	11.555	-18.006	2,955.964	2,053.622	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	68.288	-69.521	202.890	-295.289	83.730	-119.426	3,218.178	2,628.124	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	548.471	-47.040	536.978	-341.691	20.919	-11.194	3,708.302	2,641.343	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	101.933	-45.592	333.264	-522.783	95.525	-135.708	4,434.720	3,627.938	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	546.575	-24.691	538.344	-338.364	37.331	-24.966	4,058.885	2,986.970	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	83.552	-35.325	331.216	-524.760	75.654	-117.121	4,861.486	4,121.847	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	514.045	-78.103	96.224	-71.583	17.128	-20.021	1,346.428	633.227	79
G2	172.750	355.781	308.782	4.154	-47.414	75.356	-103.966	20.736	-15.727	899.880	722.189	84

[2차선 재하]

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	694.851	-64.711	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,904.373	1,004.349	75
G2	252.704	413.374	387.956	238.215	-49.782	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,353.334	933.092	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	735.801	-140.792	298.125	-205.589	11.555	-18.006	3,150.014	1,992.004	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	360.567	-133.502	202.890	-295.289	83.730	-119.426	3,510.458	2,564.143	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	745.899	-81.201	536.978	-341.691	20.919	-11.194	3,905.730	2,607.182	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	410.765	-88.947	333.264	-522.783	95.525	-135.708	4,743.552	3,584.584	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	739.450	-41.651	538.344	-338.364	37.331	-24.966	4,251.761	2,970.009	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	382.731	-69.006	331.216	-524.760	75.654	-117.121	5,160.666	4,088.166	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	705.030	-139.140	96.224	-71.583	17.128	-20.021	1,537.413	572.190	79
G2	172.750	355.781	308.782	231.195	-50.816	75.356	-103.966	20.736	-15.727	1,126.921	718.787	84

• DL 하중

[1차선 재하]

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	526.679	-45.762	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,736.201	1,023.297	75
G2	252.704	413.374	387.956	9.155	-60.727	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,124.275	922.146	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	922.390	-115.198	298.125	-205.589	11.555	-18.006	3,336.603	2,017.598	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	105.680	-99.578	202.890	-295.289	83.730	-119.426	3,255.570	2,598.067	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	1,060.766	-80.250	536.978	-341.691	20.919	-11.194	4,220.597	2,608.134	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	150.378	-85.426	333.264	-522.783	95.525	-135.708	4,483.166	3,588.105	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	1,080.467	-27.940	538.344	-338.364	37.331	-24.966	4,592.778	2,983.720	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	147.438	-39.835	331.216	-524.760	75.654	-117.121	4,925.373	4,117.337	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	518.438	-116.944	96.224	-71.583	17.128	-20.021	1,350.821	594.387	79
G2	172.750	355.781	308.782	4.648	-70.417	75.356	-103.966	20.736	-15.727	900.374	699.186	84

[2차선 재하]

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	725.823	-77.717	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,935.345	991.343	75
G2	252.704	413.374	387.956	224.029	-58.076	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,339.149	924.797	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	1,270.541	-201.877	298.125	-205.589	11.555	-18.006	3,684.754	1,930.918	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	620.513	-189.760	202.890	-295.289	83.730	-119.426	3,770.403	2,507.885	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	1,442.268	-135.994	536.978	-341.691	20.919	-11.194	4,602.099	2,552.389	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	781.211	-164.927	333.264	-522.783	95.525	-135.708	5,113.999	3,508.603	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	1,462.653	-46.412	538.344	-338.364	37.331	-24.966	4,974.964	2,965.248	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	794.110	-76.356	331.216	-524.760	75.654	-117.121	5,572.044	4,080.816	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	723.677	-205.579	96.224	-71.583	17.128	-20.021	1,556.059	505.751	79
G2	172.750	355.781	308.782	208.138	-82.943	75.356	-103.966	20.736	-15.727	1,103.864	686.660	84

(2) G2 최대인 경우

・DB 하중

[1차선 재하]

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	16.422	-26.137	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,225.944	1,042.923	75
G2	252.704	413.374	387.956	493.611	-16.119	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,608.730	966.754	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	26.448	-63.484	298.125	-205.589	11.555	-18.006	2,440.662	2,069.312	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	546.940	-74.224	202.890	-295.289	83.730	-119.426	3,696.830	2,623.421	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	20.120	-33.431	536.978	-341.691	20.919	-11.194	3,179.950	2,654.952	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	559.306	-52.175	333.264	-522.783	95.525	-135.708	4,892.093	3,621.355	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	6.862	-15.830	538.344	-338.364	37.331	-24.966	3,519.172	2,995.830	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	553.823	-39.796	331.216	-524.760	75.654	-117.121	5,331.758	4,117.376	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	39.306	-63.122	96.224	-71.583	17.128	-20.021	871.688	648.209	79
G2	172.750	355.781	308.782	485.218	-26.557	75.356	-103.966	20.736	-15.727	1,380.944	743.046	84

[2차선 재하]

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	275.542	-55.016	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,485.065	1,014.044	75
G2	252.704	413.374	387.956	663.221	-25.933	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,778.340	956.940	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	301.428	-127.665	298.125	-205.589	11.555	-18.006	2,715.642	2,005.131	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	760.992	-137.443	202.890	-295.289	83.730	-119.426	3,910.883	2,560.202	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	301.109	-69.817	536.978	-341.691	20.919	-11.194	3,460.939	2,618.567	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	795.153	-94.359	333.264	-522.783	95.525	-135.708	5,127.940	3,579.172	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	282.531	-34.257	538.344	-338.364	37.331	-24.966	3,794.841	2,977.403	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	777.692	-72.732	331.216	-524.760	75.654	-117.121	5,555.627	4,084.440	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DB 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	305.779	-126.598	96.224	-71.583	17.128	-20.021	1,138.161	584.732	79
G2	172.750	355.781	308.782	650.466	-45.833	75.356	-103.966	20.736	-15.727	1,546.193	723.770	84

• DL 하중

[1차선 재하]

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	31.579	-31.300	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,241.101	1,037.760	75
G2	252.704	413.374	387.956	465.771	-18.704	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,580.891	964.170	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	55.157	-89.796	298.125	-205.589	11.555	-18.006	2,469.371	2,042.999	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	929.147	-106.005	202.890	-295.289	83.730	-119.426	4,079.037	2,591.640	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	26.160	-59.065	536.978	-341.691	20.919	-11.194	3,185.991	2,629.318	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	1,124.063	-96.830	333.264	-522.783	95.525	-135.708	5,456.850	3,576.701	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	11.882	-22.311	538.344	-338.364	37.331	-24.966	3,524.192	2,989.350	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	1,154.726	-44.090	331.216	-524.760	75.654	-117.121	5,932.661	4,113.082	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	54.009	-91.579	96.224	-71.583	17.128	-20.021	886.392	619.751	79
G2	172.750	355.781	308.782	442.304	-39.298	75.356	-103.966	20.736	-15.727	1,338.030	730.305	84

[2차선 재하]

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	310.274	-65.791	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,519.796	1,003.268	75
G2	252.704	413.374	387.956	616.410	-30.573	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,731.529	952.300	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	543.740	-180.236	298.125	-205.589	11.555	-18.006	2,957.954	1,952.560	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	1,311.473	-195.626	202.890	-295.289	83.730	-119.426	4,461.363	2,502.019	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	571.351	-114.289	536.978	-341.691	20.919	-11.194	3,731.182	2,574.095	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	1,599.928	-175.318	333.264	-522.783	95.525	-135.708	5,932.715	3,498.212	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	562.720	-37.492	538.344	-338.364	37.331	-24.966	4,075.030	2,974.169	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	1,640.713	-80.403	331.216	-524.760	75.654	-117.121	6,418.648	4,076.769	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	DL 하중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계($R_D+R_L+R_W/2+R_G$)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	334.657	-184.634	96.224	-71.583	17.128	-20.021	1,167.039	526.696	79
G2	172.750	355.781	308.782	583.879	-67.398	75.356	-103.966	20.736	-15.727	1,479.606	702.205	84

(3) 최대 반력 집계

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	725.823	-77.717	117.966	-83.993	20.939	-18.544	1,935.345	991.343	75
G2	252.704	413.374	387.956	663.221	-60.727	83.554	-117.535	19.308	-12.393	1,778.340	922.146	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	1,270.541	-201.877	298.125	-205.589	11.555	-18.006	3,684.754	1,930.918	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	1,311.473	-195.626	202.890	-295.289	83.730	-119.426	4,461.363	2,502.019	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	1,442.268	-135.994	536.978	-341.691	20.919	-11.194	4,602.099	2,552.389	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	1,599.928	-175.318	333.264	-522.783	95.525	-135.708	5,932.715	3,498.212	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	1,462.653	-46.412	538.344	-338.364	37.331	-24.966	4,974.964	2,965.248	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	1,640.713	-80.403	331.216	-524.760	75.654	-117.121	6,418.648	4,076.769	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		지점침하(R_G)		합 계(R_D+R_L+R_W/2+R_G)		절점 번호
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	723.677	-205.579	96.224	-71.583	17.128	-20.021	1,556.059	505.751	79
G2	172.750	355.781	308.782	650.466	-82.943	75.356	-103.966	20.736	-15.727	1,546.193	686.660	84

(4) 하부 설계시 작용반력

< P6 >

거더	합성전 고정하중	합성후	활 하 중	최대반력집계 합계	절점

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	368.908	500.330	260.361	725.823	-77.717	526.679	-45.762	16.422	-26.137	1,935.345	991.343	75
G2	252.704	413.374	387.956	224.029	-58.076	9.155	-60.727	493.611	-16.119	1,778.340	922.146	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	630.059	1,102.569	520.969	1,270.541	-201.877	922.390	-115.198	55.157	-89.796	3,684.754	1,930.918	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	620.513	-189.760	105.680	-99.578	929.147	-106.005	4,461.363	2,502.019	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	849.150	1,372.729	648.544	1,442.268	-135.994	1,060.766	-80.250	26.160	-59.065	4,602.099	2,552.389	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	781.211	-164.927	150.378	-85.426	1,124.063	-96.830	5,932.715	3,498.212	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	984.490	1,479.665	741.653	1,462.653	-46.412	1,080.467	-27.940	11.882	-22.311	4,974.964	2,965.248	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	794.110	-76.356	147.438	-39.835	1,154.726	-44.090	6,418.648	4,076.769	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중						최대반력집계 합계		절점 번호
				만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시				
	Steel+Half	슬래브		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
G1	208.082	408.916	150.144	305.779	-126.598	518.438	-116.944	39.306	-63.122	1,556.059	505.751	79
G2	172.750	355.781	308.782	650.466	-45.833	4.648	-70.417	485.218	-26.557	1,546.193	686.660	84

(5) 부반력 검토

$R = 2R_{L+I} + R_D$ or $R = R_D + R_W$ 중 불리한 값을 사용하여 설계한다. (도로교 설계기준 2.4.1.2)

R : 받침반력 (kN)　　R_{L+I} : 충격을 포함한 활하중에 의한 최대 부반력 (kN)

R_t : 고정하중에 의한 받침반력R_W : 풍하중에 의한 최대 부반력 (kN)

< P6 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	368.908	500.330	260.361	1,129.600	725.823	-77.717	117.966	-83.993	974.166	1,045.607	-	75
G2	252.704	413.374	387.956	1,054.034	663.221	-60.727	83.554	-117.535	932.580	936.499	-	80

< P7 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	630.059	1,102.569	520.969	2,253.596	1,270.541	-201.877	298.125	-205.589	1,849.841	2,048.007	-	76
G2	667.879	1,225.591	1,071.246	2,964.716	1,311.473	-195.626	202.890	-295.289	2,573.464	2,669.426	-	81

< P8 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	849.150	1,372.729	648.544	2,870.423	1,442.268	-135.994	536.978	-341.691	2,598.434	2,528.732	-	77
G2	985.292	1,660.286	1,425.052	4,070.630	1,599.928	-175.318	333.264	-522.783	3,719.994	3,547.847	-	82

< P9 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	984.490	1,479.665	741.653	3,205.808	1,462.653	-46.412	538.344	-338.364	3,112.983	2,867.444	-	78
G2	1,143.507	1,798.060	1,595.106	4,536.673	1,640.713	-80.403	331.216	-524.760	4,375.867	4,011.913	-	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중 (R_D)	고정하중 합계 (R_D)	활 하 중(R_{L+I})		풍 하 중(R_W)		부반력 검토		부반력(R)	절점 번호
	Steel	슬래브			Max	Min	Max	Min	$2R_{L+I} + R_D$	$R_D + R_W$		
G1	208.082	408.916	150.144	767.142	723.677	-205.579	96.224	-71.583	355.984	695.560	-	79
G2	172.750	355.781	308.782	837.313	650.466	-82.943	75.356	-103.966	671.427	733.347	-	84

4.5 뒴비틀림(WARPING TORSION)에 대한 검토

1) 합성전 WARPING TORSION 에 대한 검토

(☞ 철.설 9.10.1 ☞ 강교설계의 기초 P168)

비틀림상수비 가장 큰 단면 17 에 대하여 검토함

$B_u = U_2 + t_w/2 \times 2ea = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0$ mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0$ mm

$H = h + t_u/2 + t_l/2 = 2,500.0 + 14.0 / 2 + 18.0 / 2 = 2,516.0$ mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,414.0 + 2,414.0) / 2 \times 2,516.0 = 6,073,624.0$ mm^2

$\beta_u = (Bu \times t_u)/(t_w \times H) = (2,414.0 \times 14.0) / (14.0 \times 2,516.0) = 0.959$

$\beta_l = (Bl \times t_l)/(t_w \times H) = (2,414.0 \times 18.0) / (14.0 \times 2,516.0) = 1.234$

$\varepsilon = 2 \times t_u \times t_l / t_w^2 = 2 \times 14.0 \times 18.0 / 14.0^2 = 2.571$

▪ 비틀림 함수

$q' = \{(B_u + B_l) / 2 \times t_w \times \varepsilon\} / (\beta_u + \beta_l + \varepsilon)$

$= \{(2,414.0 + 2,414.0)/2 \times 14.0 \times 2.571\} / (0.959 + 1.234 + 2.571) = 18,240.0$

▪ 솟구침 함수(Unit Warping)

$\Delta\omega = \{(B_u + B_l) / 2 / 2 \times H\} + (q' \times H) / t_w$

$= \{(2,414.0 + 2,414.0)/2/2 \times 2,516.0\} + (18,240.0 \times 2,516.0)/14.0 = 6,314,797.1$

$\omega_1 = \{-\Delta\omega \times (\beta_l + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

$= \{-6,314,797.1 \times (1.234 + 3)\} / (0.959 + 1.234 + 6) = -3,263,041.9$

$\omega_2 = \{\Delta\omega \times (\beta_u + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

$= \{6,314,797.1 \times (0.959 + 3)\} / (0.959 + 1.234 + 6) = 3,051,755.1$

▪ 솟구침 비틀림 상수

$I_w = H \times t_w/3 \{\omega_1^2(2+\beta_u) + 2 \times \omega_1 \times \omega_2 + \omega_2^2(2+\beta_l)\}$

$= 2,516.0 \times 14.0/3 \times \{-3,263,041.9^2 \times (2 + 0.959) + 2 \times -3,263,041.9$

$\times 3,051,755.14 + 3,051,755.1^2 \times (2 + 1.234)\} = 4.897E+17$ mm^6

▪ 순수 비틀림 상수

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / t_w + B_u / t_{hu} + B_l / t_l\}$

$= 4 \times 6,073,624.0^2 / \{(2,516.0 + 2,516.0) / 14.0 + 2,414.0 / 14.0$

$+ 2,414.0 / 18.0\} = 2.216E+11$

▪ 비틀림 상수비

$\alpha = L \cdot \sqrt{\frac{G \cdot K}{E_s \cdot I_w}} = 39,450.0 \times \sqrt{\frac{79,000.0 \times 2.216E+11}{205,000.0 \times 4.897E+17}} = 16.472$

$\alpha = 16.47 > 10.0$ ※ 검토결과 $\alpha > 10$이므로 뒴비틀림에 따른 응력 계산을 생략할 수 있다.

L : 지간장(39,450.0 mm)

E_s : 탄성계수(205,000.0 MPa)

G : 전단탄성계수(79,000.0 MPa)

◎ 단면별 비틀림 모멘트 고려범위 판정 결과

구 분	B_u	B_l	H	Tu	t_l	t_w	F(mm^2)	β_u	β_l	ε	q'
단면-1	2,412.0	2,412.0	2,512.0	12.0	12.0	12.0	6.06E+06	0.960	0.960	2.000	14765.9
단면-2	2,412.0	2,412.0	2,512.0	12.0	12.0	12.0	6.06E+06	0.960	0.960	2.000	14765.9
단면-3	2,412.0	2,412.0	2,518.5	25.0	12.0	12.0	6.07E+06	1.995	0.958	4.167	16939.1
단면-4	2,412.0	2,412.0	2,512.0	12.0	12.0	12.0	6.06E+06	0.960	0.960	2.000	14765.9
단면-5	2,412.0	2,412.0	2,513.0	12.0	14.0	12.0	6.06E+06	0.960	1.120	2.333	15304.2
단면-6	2,412.0	2,412.0	2,513.0	12.0	14.0	12.0	6.06E+06	0.960	1.120	2.333	15304.2
단면-7	2,412.0	2,412.0	2,513.0	12.0	14.0	12.0	6.06E+06	0.960	1.120	2.333	15304.2
단면-8	2,412.0	2,412.0	2,514.0	12.0	16.0	12.0	6.06E+06	0.959	1.279	2.667	15734.7
단면-9	2,414.0	2,414.0	2,514.0	12.0	16.0	14.0	6.07E+06	0.823	1.097	1.959	17066.7
단면-10	2,412.0	2,412.0	2,513.0	12.0	14.0	12.0	6.06E+06	0.960	1.120	2.333	15304.2
단면-11	2,412.0	2,412.0	2,512.0	12.0	12.0	12.0	6.06E+06	0.960	0.960	2.000	14765.9
단면-12	2,412.0	2,412.0	2,518.5	25.0	12.0	12.0	6.07E+06	1.995	0.958	4.167	16939.1
단면-13	2,412.0	2,412.0	2,512.0	12.0	12.0	12.0	6.06E+06	0.960	0.960	2.000	14765.9
단면-14	2,412.0	2,412.0	2,514.0	12.0	16.0	12.0	6.06E+06	0.959	1.279	2.667	15734.7
단면-15	2,412.0	2,412.0	2,514.0	12.0	16.0	12.0	6.06E+06	0.959	1.279	2.667	15734.7
단면-16	2,412.0	2,412.0	2,516.0	14.0	18.0	12.0	6.07E+06	1.118	1.438	3.500	16726.7
단면-17	2,414.0	2,414.0	2,516.0	14.0	18.0	14.0	6.07E+06	0.959	1.234	2.571	18240.0

구 분	Δω	ω_1	ω_2	L	I_w(mm^6)	K(mm^4)	α	판 정
단면-1	6,120,468.6	-3,060,234.3	3,060,234.3	39,450.0	3.69E+17	1.79E+11	17.06	α >10
단면-2	6,120,468.6	-3,060,234.3	3,060,234.3	39,450.0	3.69E+17	1.79E+11	17.06	α >10
단면-3	6,592,408.5	-2,914,220.0	3,678,188.5	39,450.0	5.29E+17	2.06E+11	15.28	α >10
단면-4	6,120,468.6	-3,060,234.3	3,060,234.3	39,450.0	3.69E+17	1.79E+11	17.06	α >10
단면-5	6,235,622.9	-3,179,541.2	3,056,081.8	39,450.0	3.98E+17	1.86E+11	16.71	α >10
단면-6	6,235,622.9	-3,179,541.2	3,056,081.8	40,000.0	3.98E+17	1.86E+11	16.95	α >10
단면-7	6,235,622.9	-3,179,541.2	3,056,081.8	40,000.0	3.98E+17	1.86E+11	16.95	α >10
단면-8	6,328,308.0	-3,286,980.4	3,041,327.6	40,000.0	4.25E+17	1.91E+11	16.63	α >10
단면-9	6,099,094.5	-3,155,177.8	2,943,916.7	60,000.0	4.27E+17	2.07E+11	25.95	α >10
단면-10	6,235,622.9	-3,179,541.2	3,056,081.8	60,000.0	3.98E+17	1.86E+11	25.42	α >10
단면-11	6,120,468.6	-3,060,234.3	3,060,234.3	60,000.0	3.69E+17	1.79E+11	25.94	α >10
단면-12	6,592,408.5	-2,914,220.0	3,678,188.5	60,000.0	5.29E+17	2.06E+11	23.23	α >10
단면-13	6,120,468.6	-3,060,234.3	3,060,234.3	60,000.0	3.69E+17	1.79E+11	25.94	α >10
단면-14	6,328,308.0	-3,286,980.4	3,041,327.6	60,000.0	4.25E+17	1.91E+11	24.94	α >10
단면-15	6,328,308.0	-3,286,980.4	3,041,327.6	60,000.0	4.25E+17	1.91E+11	24.94	α >10
단면-16	6,541,319.3	-3,392,808.0	3,148,511.3	60,000.0	4.89E+17	2.03E+11	23.99	α >10
단면-17	6,314,797.1	-3,263,041.9	3,051,755.1	39,450.0	4.90E+17	2.22E+11	16.47	α >10

※ 검토결과 비틀림 상수비 α < 0.4일 경우 순수비틀림에 따른 응력계산을, α >10일 경우 뒴비틀림에 대한 응력계산을 각각 생략할 수 있다.

2) 합성후 WARPING TORSION 에 대한 검토

비틀림상수비 가장 큰 단면 17 에 대하여 검토함

$B_u = U_2 + t_w/2 \times 2ea = 2,400.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,414.0$ mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea = 2,120.0 + 14.0 / 2 + 14.0 / 2 = 2,134.0$ mm

$H = h + t_u/2 + t_l/2 = 2,500.0 + 48.3 / 2 + 18.0 / 2 = 2,533.2$ mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,414.0 + 2,134.0) / 2 \times 2,533.2 = 5,760,383.1$ mm^2

$\beta_u = (Bu \times t_u)/(t_w \times H) = (2,414.0 \times 48.3) / (14.0 \times 2,533.2) = 3.288$

$\beta_l = (Bl \times t_l)/(t_w \times H) = (2,134.0 \times 18.0) / (14.0 \times 2,533.2) = 1.083$

$\varepsilon = 2 \times t_u \times t_l / t_w^2 = 2 \times 48.3 \times 18.0 / 14.0^2 = 8.871$

▪ 비틀림 함수

$q' = \{(B_u + B_l) / 2 \times t_w \times \varepsilon\} / (\beta_u + \beta_l + \varepsilon)$

$= \{(2,414.0 + 2,134.0)/2 \times 14.0 \times 8.871\} / (3.288 + 1.083 + 8.871) = 21,328.0$

▪ 솟구침 함수(Unit Warping)

$\Delta\omega = \{(B_u + B_l) / 2 / 2 \times H\} + (q' \times H) / t_w$

$= \{(2,414.0 + 2,134.0)/2/2 \times 2,533.2\} + (21,328.0 \times 2,533.2)/14.0 = 6,739,258.1$

$\omega_1 = \{-\Delta\omega \times (\beta_l + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

$= \{-6,739,258.1 \times (1.083 + 3)\} / (3.288 + 1.083 + 6) = -2,653,324.2$

$\omega_2 = \{\Delta\omega \times (\beta_u + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

$= \{6,739,258.1 \times (3.288 + 3)\} / (3.288 + 1.083 + 6) = 4,085,933.8$

▪ 솟구침 비틀림 상수

$I_w = H \times t_w/3 \{\omega_1^2(2+\beta_u) + 2 \times \omega_1 \times \omega_2 + \omega_2^2(2+\beta_l)\}$

$= 4 \times 5,760,383.1^2 / \{(2,611.1 + 2,611.1) / 14.0 + 2,414.0 / 48.3$

$\times 4,085,933.84 + 4,085,933.8^2 \times (2 + 1.083)\} = 7.922E+17$ mm^6

▪ 순수 비틀림 상수

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / t_w + B_u / t_u + B_l / t_l\}$

$= 4 \times 5,760,383.1^2 / \{(2,533.2 + 2,533.2) / 14.0 + 2,414.0 / 48.3$

$+ 2,134.0 / 18.0\} = 2.502E+11$

▪ 비틀림 상수비

$$\alpha = L \cdot \sqrt{\frac{G \cdot K}{E_s \cdot I_w}} = 39,450.0 \times \sqrt{\frac{79,000.0 \times 2.502E+11}{205,000.0 \times 7.922E+17}} = 13.764$$

$\alpha = 13.76 > 10.0$ ※ 검토결과 $\alpha > 10$이므로 뒴비틀림에 따른 응력 계산을 생략할 수 있다.

L : 지간장(39,450.0 mm)

E_s : 탄성계수(205,000.0 MPa)

G : 전단탄성계수(79,000.0 MPa)

◎ 단면별 비틀림 모멘트 고려범위 판정 결과

구 분	B_u	B_l	H	Tu	t_l	t_w	F(mm^2)	β_u	β_l	ε	q'
단면-1	2,412.0	2,132.0	2,543.5	74.9	12.0	12.0	5.78E+06	5.919	0.838	12.483	17688.9
단면-2	2,412.0	2,132.0	2,529.2	46.3	12.0	12.0	5.75E+06	3.680	0.843	7.717	17189.5
단면-3	2,412.0	2,132.0	2,529.8	47.6	12.0	12.0	5.75E+06	3.782	0.843	7.933	17223.6
단면-4	2,412.0	2,132.0	2,529.2	46.3	12.0	12.0	5.75E+06	3.680	0.843	7.717	17189.5
단면-5	2,412.0	2,132.0	2,530.2	46.3	14.0	12.0	5.75E+06	3.678	0.983	9.003	17963.4
단면-6	2,412.0	2,132.0	2,530.2	46.3	14.0	12.0	5.75E+06	3.678	0.983	9.003	17963.4
단면-7	2,412.0	2,132.0	2,530.2	46.3	14.0	12.0	5.75E+06	3.678	0.983	9.003	17963.4
단면-8	2,412.0	2,132.0	2,531.2	46.3	16.0	12.0	5.75E+06	3.677	1.123	10.289	18591.2
단면-9	2,414.0	2,134.0	2,531.2	46.3	16.0	14.0	5.76E+06	3.154	0.964	7.559	20609.6
단면-10	2,412.0	2,132.0	2,530.2	46.3	14.0	12.0	5.75E+06	3.678	0.983	9.003	17963.4
단면-11	2,412.0	2,132.0	2,529.2	46.3	12.0	12.0	5.75E+06	3.680	0.843	7.717	17189.5
단면-12	2,412.0	2,132.0	2,529.8	47.6	12.0	12.0	5.75E+06	3.782	0.843	7.933	17223.6
단면-13	2,412.0	2,132.0	2,529.2	46.3	12.0	12.0	5.75E+06	3.680	0.843	7.717	17189.5
단면-14	2,412.0	2,132.0	2,531.2	46.3	16.0	12.0	5.75E+06	3.677	1.123	10.289	18591.2
단면-15	2,412.0	2,132.0	2,531.2	46.3	16.0	12.0	5.75E+06	3.677	1.123	10.289	18591.2
단면-16	2,412.0	2,132.0	2,533.2	48.3	18.0	12.0	5.76E+06	3.833	1.262	12.075	19173.8
단면-17	2,414.0	2,134.0	2,533.2	48.3	18.0	14.0	5.76E+06	3.288	1.083	8.871	21328.0

구 분	Δω	ω_1	ω_2	L	I_w(mm^6)	K(mm^4)	α	판 정
단면-1	6,638,591.4	-1,997,320.4	4,641,271.0	39,450.0	7.55E+17	2.11E+11	12.94	α >10
단면-2	6,496,026.0	-2,372,424.2	4,123,601.8	39,450.0	6.15E+17	2.03E+11	14.07	α >10
단면-3	6,504,868.5	-2,352,685.7	4,152,182.7	39,450.0	6.22E+17	2.03E+11	14.00	α >10
단면-4	6,496,026.0	-2,372,424.2	4,123,601.8	39,450.0	6.15E+17	2.03E+11	14.07	α >10
단면-5	6,661,751.3	-2,488,854.4	4,172,896.9	39,450.0	6.71E+17	2.11E+11	13.73	α >10
단면-6	6,661,751.3	-2,488,854.4	4,172,896.9	40,000.0	6.71E+17	2.11E+11	13.92	α >10
단면-7	6,661,751.3	-2,488,854.4	4,172,896.9	40,000.0	6.71E+17	2.11E+11	13.92	α >10
단면-8	6,796,809.6	-2,594,843.6	4,201,966.1	40,000.0	7.24E+17	2.18E+11	13.62	α >10
단면-9	6,604,060.1	-2,587,115.5	4,016,944.6	60,000.0	7.27E+17	2.42E+11	21.50	α >10
단면-10	6,661,751.3	-2,488,854.4	4,172,896.9	60,000.0	6.71E+17	2.11E+11	20.89	α >10
단면-11	6,496,026.0	-2,372,424.2	4,123,601.8	60,000.0	6.15E+17	2.03E+11	21.40	α >10
단면-12	6,504,868.5	-2,352,685.7	4,152,182.7	60,000.0	6.22E+17	2.03E+11	21.29	α >10
단면-13	6,496,026.0	-2,372,424.2	4,123,601.8	60,000.0	6.15E+17	2.03E+11	21.40	α >10
단면-14	6,796,809.6	-2,594,843.6	4,201,966.1	60,000.0	7.24E+17	2.18E+11	20.42	α >10
단면-15	6,796,809.6	-2,594,843.6	4,201,966.1	60,000.0	7.24E+17	2.18E+11	20.42	α >10
단면-16	6,925,160.4	-2,660,506.7	4,264,653.7	60,000.0	7.90E+17	2.24E+11	19.85	α >10
단면-17	6,739,258.1	-2,653,324.2	4,085,933.8	39,450.0	7.92E+17	2.50E+11	13.76	α >10

※ 검토결과 비틀림 상수비 α < 0.4일 경우 순수비틀림에 따른 응력계산을, α >10일 경우 뒴비틀림에 대한 응력계산을 각각 생략할 수 있다.

4.6 2차 부정정력에 대한 영향 검토

(☞ 강구조편람 제7장 P35)

※ 콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강-콘크리트 온도차에 의한 응력이 발생된다. 더구나 강항섭형교가 2경간 이상의 연속교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가적으로 발생되며 이와같은 하중을 2차 모멘트라고 한다.

1) 정정계의 모멘트에 영향계수 k를 곱하여 부정정계의 휨모멘트를 얻는 방법

※ 영향계수 계산은 전산을 이용하여 산출하며 산출 방법은 양단에 단위 모멘트 M = 1.0kN·m를 작용시켜 각 절점에 작용되는 모멘트 값을 영향계수 k 값을 취한다.

[Input 예시]



[Output 요약 - 합성전]

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G1	1	P6		1.000
	2		39.45	0.856
	3			0.694
	4			0.532
	5			0.370
	6			0.208
	7			0.046
	8			-0.115
	9	P7		-0.277
	10		40	-0.222
	11			-0.167
	12			-0.112
	13			-0.058
	14			-0.003
	15			0.052
	16			0.107
	17	P8		0.162
	18		60	0.124
	19			0.087
	20			0.049
	21			0.011
	22			-0.026
	23			-0.064
	24			-0.102
	25			-0.139
	26			-0.177
	27			-0.215
	28			-0.252
	29	P9		-0.290
	30		39.45	-0.126
	31			0.037
	32			0.201
	33			0.364
	34			0.527
	35			0.691
	36			0.854
	37	A2		1.000

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G2	38	P6		1.000
	39		39.45	0.856
	40			0.692
	41			0.529
	42			0.367
	43			0.205
	44			0.043
	45			-0.118
	46	P7		-0.278
	47		40	-0.223
	48			-0.168
	49			-0.113
	50			-0.058
	51			-0.003
	52			0.052
	53			0.107
	54	P8		0.162
	55		60	0.125
	56			0.087
	57			0.049
	58			0.012
	59			-0.026
	60			-0.064
	61			-0.102
	62			-0.139
	63			-0.177
	64			-0.215
	65			-0.253
	66	P9		-0.290
	67		39.45	-0.127
	68			0.036
	69			0.199
	70			0.362
	71			0.526
	72			0.690
	73			0.854
	74	A2		1.000

[Output 요약 - 합성후]

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G1	1	P6		1.000
	2		39.45	0.852
	3			0.685
	4			0.518
	5			0.352
	6			0.185
	7			0.018
	8			-0.148
	9	P7		-0.315
	10		40	-0.252
	11			-0.190
	12			-0.127
	13			-0.065
	14			-0.002
	15			0.060
	16			0.122
	17	P8		0.185
	18		60	0.144
	19			0.102
	20			0.061
	21			0.020
	22			-0.021
	23			-0.063
	24			-0.104
	25			-0.145
	26			-0.187
	27			-0.228
	28			-0.269
	29	P9		-0.310
	30		39.45	-0.144
	31			0.022
	32			0.188
	33			0.354
	34			0.520
	35			0.686
	36			0.852
	37	A2		1.000

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G2	38	P6		1.000
	39		39.45	0.852
	40			0.683
	41			0.515
	42			0.348
	43			0.181
	44			0.015
	45			-0.151
	46	P7		-0.316
	47		40	-0.253
	48			-0.191
	49			-0.128
	50			-0.065
	51			-0.003
	52			0.060
	53			0.123
	54	P8		0.186
	55		60	0.144
	56			0.103
	57			0.061
	58			0.020
	59			-0.021
	60			-0.063
	61			-0.104
	62			-0.146
	63			-0.187
	64			-0.228
	65			-0.270
	66	P9		-0.311
	67		39.45	-0.145
	68			0.020
	69			0.186
	70			0.352
	71			0.518
	72			0.685
	73			0.851
	74	A2		1.000

2) k 값의 적용방법

※ k 값은 주형의 설계에서 바닥판 콘크리트의 크리프와 건조수축, 그리고 강재보와 바닥판 콘크리트와의 온도차 등에 의해 단면내의 발생하는 2차모멘트를 계산하는 데 이용된다.

(1) 바닥판 콘크리트의 크리프 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

바닥판 콘크리트 $$\Delta f_c = \frac{1}{n_1}\left[\frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}}\right] - E_{c1}\frac{f_c}{E_c}\phi_1$$

강재거더 $$\Delta f_s = \frac{P_\phi}{A_{v1}} + \frac{M_\phi y_{v1}}{I_{v1}}$$

여기서, $$P_\phi = E_{c1}A_c\varepsilon_{\phi 0} = E_{c1}A_c\frac{N_c}{E_cA_c}\phi_1 = N_c\frac{2\phi_1}{2+\phi_1}$$

$$M_\phi = P_\phi\left[d_{c1} + \frac{r_c^2}{d_c}\right] \fallingdotseq P_\phi \cdot d_{c1}$$

(2) 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

바닥판 콘크리트 $$f_c = \frac{1}{n}\left[\frac{P_1}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v}\right] - E_c\varepsilon_t$$

강재거더 $$f_s = \frac{P_1}{A_v} + \frac{M_v y_v}{I_v}$$

여기서, $\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta_t$ (콘크리트가 인장이 되는 경우,즉 강재거더 쪽이 고온인 경우를 정으로 한다)

$$P_1 = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot \frac{A_c}{n} \qquad M_v = P_1 \cdot d_c$$

(3) 바닥판 콘크리트의 건조수축 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

바닥판 콘크리트 $$f_c = \frac{1}{n_2}\left[\frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2}y_{v2}}{I_{v2}}\right] - E_{c2}\varepsilon_s$$

강재거더 $$f_s = \frac{P_2}{A_{v2}} + \frac{M_{v2}y_{v2}}{I_{v2}}$$

여기서, $$E_2 = \frac{E_s}{n_2}$$

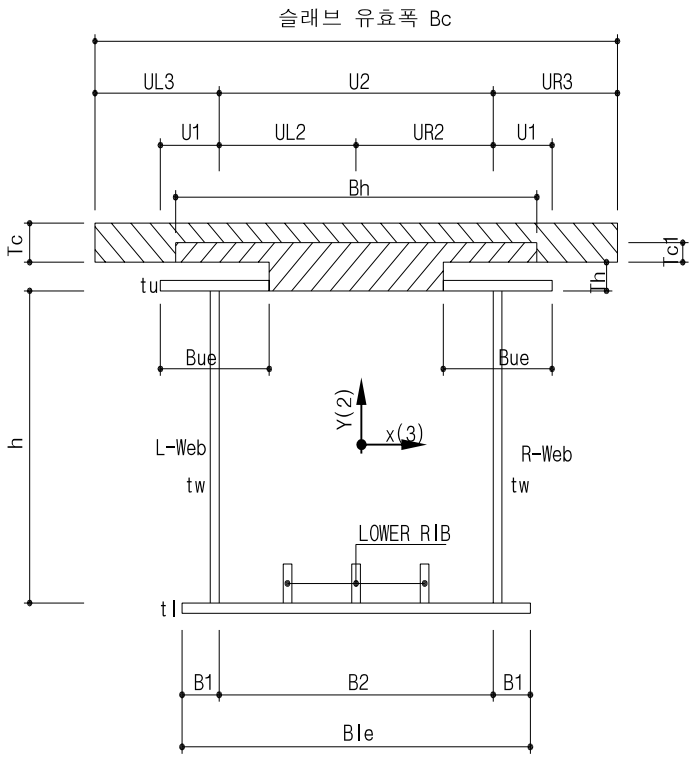
$$P_2 = \frac{E_s\varepsilon_s A_c}{n_2} = E_{c2}\varepsilon_s A_c \qquad M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2}$$

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

4.7.1 정모멘트(HalfDeck)

[G1 : 단면 - 3] : 절점 4 로 부터 이격거리 2.498 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	400.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
E_h : Half-Deck 콘크리트의 탄성계수	MPa	32,902.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
ε_h : Half-Deck 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000225
ε_{hs} : Half-Deck 콘크리트의 초기건조수축율	-	0.000045
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
ϕ_{d1} : Half-Deck 콘크리트의 최종 크리프 계수	-	1.5
ϕ_{d0} : Half-Deck 콘크리트의 초기 크리프 계수	-	0.5
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
n_h : 강과 Half-Deck 콘크리트의 탄성계수비	-	6.2
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_{s1} : 합성전 고정하중(자중)에 의한 모멘트	kN·m	2,725.655
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,089.163
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,359.780
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	81.154
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,143.614
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	21.181
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	14.187
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	1.604
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	324.131
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-74.157
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-22.034
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-10.325
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-293.908

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

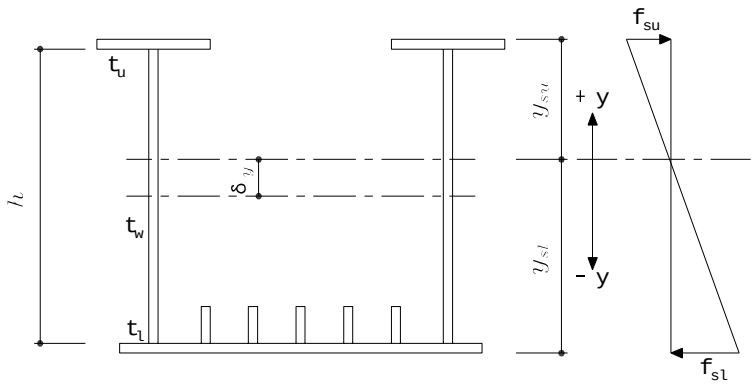
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		88,080.0	-	-2.297E+07	3.633E+10	1.167E+10
RC. SLAB	1 - 2,500.0 × 150.0	375,000.0	1,115.0	4.181E+08	4.662E+11	7.031E+08
RC. SLAB	1 - 950.0 × 240.0	228,000.0	1,070.0	2.440E+08	2.610E+11	1.094E+09
RC. SLAB	1 - 1,050.0 × 240.0	252,000.0	1,070.0	2.696E+08	2.885E+11	1.210E+09
SLAB 단면 합계		855,000.0	-	9.317E+08	1.016E+12	3.007E+09
Half-deck	1 - 2,500.0 × 90.0	225,000.0	995.0	2.239E+08	2.228E+11	1.519E+08
	1 - 1,840.0 × 50.0	92,000.0	925.0	8.510E+07	7.872E+10	1.917E+07
Half-deck 단면 합계		317,000.0	-	3.090E+08	3.015E+11	1.710E+08

※ A_s = 88,080.0 mm^2 A_{c1} = 855,000.0 mm^2 A_h = 317,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -22,974,480.0 / 88,080.0 = -260.837 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,245,360.0 + 36,334,360,080.0 - 88,080.0 × -260.837² = 4.201E+10 mm^4

- Half-Deck에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yh} = \sum A_h Y / \sum A_h$ = 308,975,000.0 / 317,000.0 = 974.685 mm

- Half-Deck의 단면2차 모멘트

$I_h = \sum I_{xoh} + \sum A_h Y^2 - A_h \cdot \delta_y$

= 171,041,666.7 + 301,473,125,000.0 - 317,000.0 × 974.685² = 4.910E+08 mm^4

- 합성 단면에 의한 도심축 이동량

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-22,974,480.0 + 308,975,000.0/6.2) / (88,080.0 + 317,000.0/6.2) = 192.949 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,245,360.0+171,041,666.7/6.2)+(36,334,360,080.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(88,080.0+317,000.0/6.2)×192.9² = 9.148E+10 mm^4

- 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 192.949 = 847.051 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 847.1 - (90.0+50.0) = 707.051 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 192.949 = 719.051 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 192.949 } = -1,104.949 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,725.66×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **4.071** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,725.66×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **3.398** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,089.16×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **4.614** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,089.16×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **3.851** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 2,725.66×719.1/91,475,251,058.1 = **21.425** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 2,725.66×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-32.924** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,089.16×719.1/91,475,251,058.1 = **24.283** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,089.16×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-37.315** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

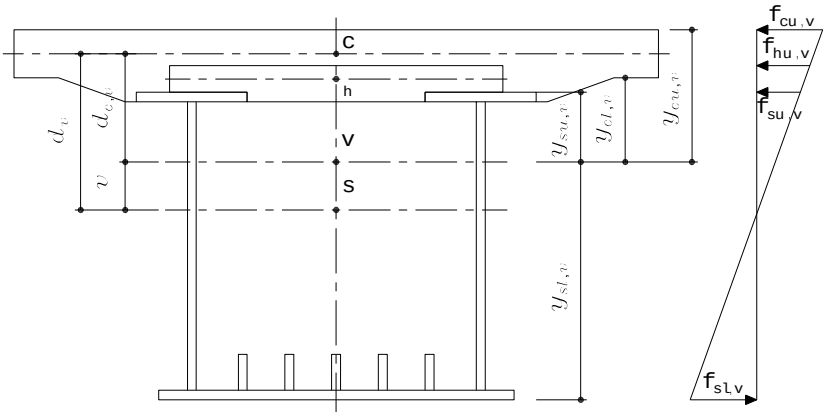
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s / Gh$ = 79,000.0 / 14,100.9 = 5.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 21.181 / 43,200.0 + 74.157 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **1.195** MPa



(2) 합 성 후

▪ SLAB에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yc} = \sum A_c Y \;/\; \sum A_c$ = 931,725,000.0 / 855,000.0 = 1,089.737 mm

▪ SLAB의 단면2차 모멘트

$I_c = \sum I_{xoc} + \sum A_c Y^2 - A_c \cdot \delta_{yc}^2$

= 3,007,125,000.0 + 1,015,761,375,000.0 − 855,000.0 × 1,089.737² = 3.433E+09 mm^4

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_v(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	261,351.9	1,803.6	1.600E+08	1.996E+11	4.258E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 159,963,768.8 / 261,351.9 = 612.063 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,582,708,927.9 + 199,613,538,601.2 − 261,351.9 × 612.063² = 1.443E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v} = h/2 + (T_c + T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) − 612.063 = 577.937 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 577.937 − 240.0 = 337.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v} = h/2 + (T_{c1} + T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) − 612.063 = 427.937 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1} + T_h)$ = 427.937 − (90.0+50.0) = 287.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 − 612.063 = 299.937 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h + t_u + t_l)$ = 299.937 − (1,800.0+12.0+12.0) = -1,524.063 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 2,359.78×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **1.350** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 2,359.78×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **0.790** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,359.78×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **1.129** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,359.78×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **0.760** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,359.78×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **4.905** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,359.78×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **-24.925** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F_v = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 14.187 / 43,200.0 + 22.034 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.536** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **2.371** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **1.386** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **1.982** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **1.334** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **8.613** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **-43.767** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 324.131 / 43,200.0 + 293.908 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **10.278** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **0.001** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **0.001** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **0.001** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **0.001** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **0.003** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **-0.017** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1.604 / 43,200.0 + 10.325 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.135** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.451 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h1} = n_h \cdot (1 + \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 0.5 / 2) = 7.750

$d_{vh1} = \delta_{yh} - \delta_{ys}$ = 974.685 - -260.837 = 1,235.521 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,235.5×88,080.0/(88,080.0+317,000.0/6.2) = 781.736 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	128,983.2		1.689E+07	4.485E+10	4.208E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 16,893,261.9 / 128,983.2 = 130.973 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 130.973 = 843.712 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,076,378,350.4 + 44,851,055,046.6 - 128,983.2 × 130.973² = 8.471E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 130.973 = 909.027 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 909.027 - (90.0+50.0) = 769.027 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 130.973 = 781.027 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 781.027 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,042.973 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 2,725.7 × 781.7 × 317,000.0 / (6.2 × 91,475,251,058.1) = 1.191E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,190,953.7 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 4.764E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 476,381.5 × 843.7 = 4.019E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h1} = E_h / (1 + \phi_{d0} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 0.5 / 2) = 26,321.600 MPa

▪ Half-Deck 상·하부 플랜지에 작용하는 응력

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,725.66×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 4.071 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,725.66×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 3.398 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (476,381.5/128,983.2 + 0.451 \times 401,928,778.1 \times 909.0/84,714,879,810.8)$

$- 26,321.6 \times 4.071 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.901}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (476,381.5/128,983.2 + 0.451 \times 401,928,778.1 \times 769.0/84,714,879,810.8)$

$- 26,321.6 \times 3.398 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.670}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 476,381.5/128,983.2 + 0.451 \times 401,928,778.1 \times 781.0/84,714,879,810.8 = \mathbf{5.365}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 476,381.5/128,983.2 + 0.451 \times 401,928,778.1 \times -1,043.0/84,714,879,810.8 = \mathbf{1.461}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.451 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h2} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 0.5 / 2) = 9.300

구 분	n	$A_{vh2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	122,166.0		1.025E+07	3.837E+10	4.207E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 10,248,638.3 / 122,166.0 = 83.891 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 83.891 = 890.793 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,065,818,993.0 + 38,374,643,077.9 - 122,166.0 × 83.891² = 7.958E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 83.891 = 956.109 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 956.109 - (90.0+50.0) = 816.109 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 83.891 = 828.109 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 828.109 - (1,800.0+12.0+12.0) = -995.891 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhi} = E_s \cdot \varepsilon_{hs} \cdot A_h / n_{h2}$ = 205,000.0×0.000045×317,000.0 / 9.3 = 3.144E+05 N

▪ P_{vhi}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhi} = P_{vhi} \times d_{h,hs}$ = 314,443.5 × 890.8 = 2.801E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h2} = E_s / n_{h2}$ = 205,000.0 / 9.3 = 22,043.011 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.451×280,104,260.4×956.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.552** MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.451×280,104,260.4×816.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.576** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.451×280,104,260.4×828.1/79,580,692,838.0 = **3.889** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.451×280,104,260.4×-995.9/79,580,692,838.0 = **0.993** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.435 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h3} = n_h \cdot (1 + \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 1.5 / 2) = 10.850

$d_{vh2} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 612.063 = 362.622 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (427.9 + 287.9) / 2 = 357.937 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh3}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh3}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	10.9	29,216.6	974.7	2.848E+07	2.776E+10	4.525E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	239,439.4	1,803.6	1.386E+08	1.788E+11	4.255E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 138,606,050.0 / 239,439.4 = 578.877 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 578.877 = 395.807 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,548,768,136.2 + 178,796,500,130.3 - 239,439.4 × 578.877² = 1.411E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh3} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 578.877 = 611.123 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 611.123 - 240.0 = 371.123 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh3} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 578.877 = 461.123 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 461.123 - (90.0+50.0) = 321.123 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 578.877 = 333.123 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 333.123 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,490.877 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,190,953.7 + (4.290+3.365)/2 × 317,000.0 × 362.6 / 357.9 = 2.420E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,420,076.7 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.074E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,074,351.5 × 395.8 = 8.210E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h3} = E_h / (1 + \phi_{d1} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 1.5 / 2) = 18,801.143 MPa

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.071 + 4.614 + 1.129 + -0.901 + -0.552 = 8.361 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.398 + 3.851 + 0.760 + -0.670 + -0.576 = 6.763 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,074,351/239,439+0.435 \times 821,043,435 \times 611/141,109,378,466) = \mathbf{1.459}$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,074,351/239,439+0.435 \times 821,043,435 \times 371/141,109,378,466) = \mathbf{1.372}$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,074,351.5/239,439.4 + 0.435 \times 821,043,434.7 \times 461.1/141,109,378,465.6)$

$- 18,801.1 \times 8.361 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-6.260}$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,074,351.5/239,439.4 + 0.435 \times 821,043,434.7 \times 321.1/141,109,378,465.6)$

$- 18,801.1 \times 6.763 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-4.923}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,074,351.5/239,439.4+0.435 \times 821,043,434.7 \times 333.1/141,109,378,465.6 = \mathbf{9.507}$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,074,351.5/239,439.4+0.435 \times 821,043,434.7 \times -1,490.9/141,109,378,465.6 = \mathbf{4.890}$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.435 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h4} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 1.5 / 2) = 15.500

구 분	n	$A_{vh4}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh4}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	15.5	20,451.6	974.7	1.993E+07	1.943E+10	3.168E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	230,674.5	1,803.6	1.301E+08	1.705E+11	4.254E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 130,062,962.4 / 230,674.5 = 563.838 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 563.838 = 410.847 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,535,191,819.4 + 170,469,684,741.9 - 230,674.5 × 563.838² = 1.397E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh4} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 563.838 = 626.162 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 626.162 - 240.0 = 386.162 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh4} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 563.838 = 476.162 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 476.162 - (90.0+50.0) = 336.162 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 563.838 = 348.162 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 348.162 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,475.838 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhe} = E_s \cdot \varepsilon_h \cdot A_h/n_{h4}$ = 205,000.0×0.000225×317,000.0 / 15.5 = 9.433E+05 N

▪ P_{ve}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhe} = P_{vhe} \times d_{h,hs}$ = 943,330.6 × 410.8 = 3.876E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h4} = E_s / n_{h4}$ = 205,000.0 / 15.5 = 13,225.806 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cu,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/230,674+0.435×387,564,418×626/139,670,475,126) = **0.692** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/230,674+0.435×387,564,418×386/139,670,475,126) = **0.651** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/230,674.5 + 0.435\times 387,564,418.1\times 476.2/139,670,475,125.7)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.675$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/230,674.5 + 0.435\times 387,564,418.1\times 336.2/139,670,475,125.7)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.686$ MPa

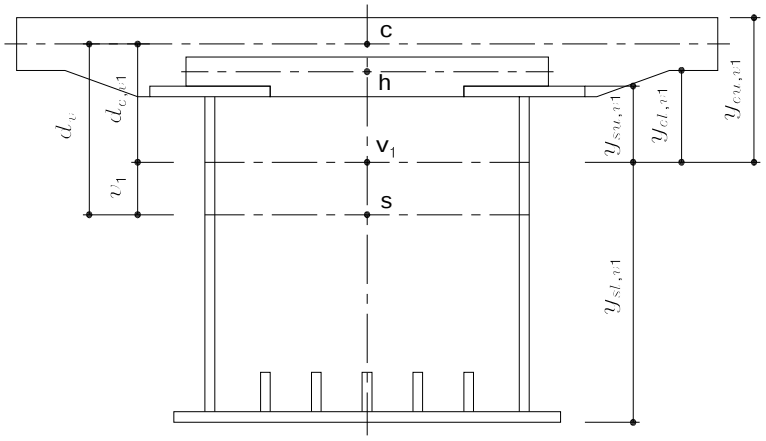
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/230,674.5 + 0.435\times 387,564,418.1\times 348.2/139,670,475,125.7 = 4.510$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/230,674.5 + 0.435\times 387,564,418.1\times -1,475.8/139,670,475,125.7 = 2.308$ MPa



(9) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k_2 = 0.435 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$d_{vc} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 612.063 = 477.674 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (577.9 + 337.937) / 2 = 457.937 mm

구 분	n	$A_{v1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	14.0	61,071.4	1,089.7	6.655E+07	7.252E+10	2.452E+08	
합 계	-	200,280.5	1,803.6	9.341E+07	1.271E+11	4.234E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 93,411,983.1 / 200,280.5 = 466.406 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 466.406 = 623.331 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 42,337,463,157.2 + 127,089,605,800.4 - 200,280.5 × 466.406² = 1.259E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v1} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 466.406 = 723.594 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 723.594 - 240.0 = 483.594 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 466.406 = 573.594 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 573.594 - (90.0+50.0) = 433.594 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 466.406 = 445.594 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 445.594 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,378.406 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.350+0.790)/2 \times 855,000.0 \times 477.674/457.937$ = 9.542E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 954,201.0 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 9.542E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 954,201.0 \times 623.3$ = 5.948E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

$f_{cu,v}$ = = 1.350 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.790 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (954,201.0/200,280.5 + 0.435 \times 594,783,064.6 \times 723.6/125,859,171,436.3)$

$- 13,902.0 \times 1.350 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.904** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (954,201.0/200,280.5 + 0.435 \times 594,783,064.6 \times 483.6/125,859,171,436.3)$

$- 13,902.0 \times 0.790 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.378** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (954,201/200,280 + 0.435 \times 594,783,065 \times 574/125,859,171,436)$ = **0.959** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (954,201/200,280 + 0.435 \times 594,783,065 \times 434/125,859,171,436)$ = **0.912** MPa

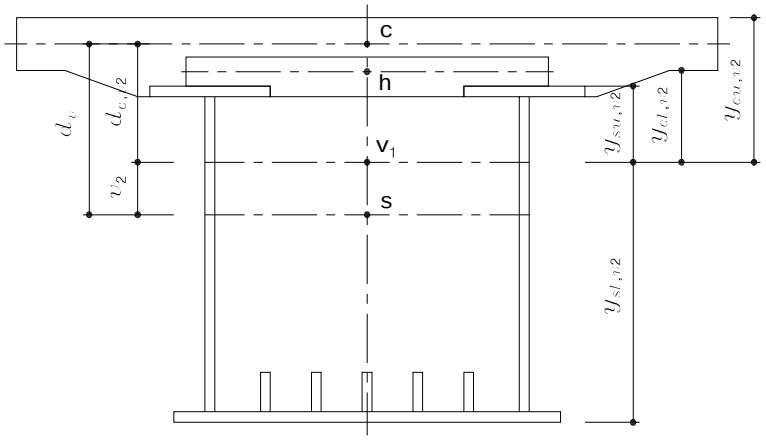
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 954,201.0/200,280.5 + 0.435 \times 594,783,064.6 \times 445.6/125,859,171,436.3$ = **5.680** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 954,201.0/200,280.5 + 0.435 \times 594,783,064.6 \times -1,378.4/125,859,171,436.3$ = **1.931** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.435 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

구 분	n	$A_{v2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	21.0	40,714.3	1,089.7	4.437E+07	4.835E+10	1.635E+08	
합 계	-	179,923.3	1,803.6	7.123E+07	1.029E+11	4.226E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 71,228,054.6 / 179,923.3 = 395.880 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 395.880 = 693.857 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 42,255,714,567.0 + 102,914,961,533.5 - 179,923.3 × 395.880² = 1.170E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v2} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 395.880 = 794.120 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 794.120 - 240.0 = 554.120 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 395.880 = 644.120 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 644.120 - (90.0+50.0) = 504.120 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 395.880 = 516.120 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 516.120 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,307.880 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×855,000.0 / 21.0 = 2.254E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,253,535.7 × 693.9 = 1.564E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/794.1)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-1.819** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/554.1)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-1.886** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/644.1)$ = **2.624** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/504.1)$ = **2.493** MPa

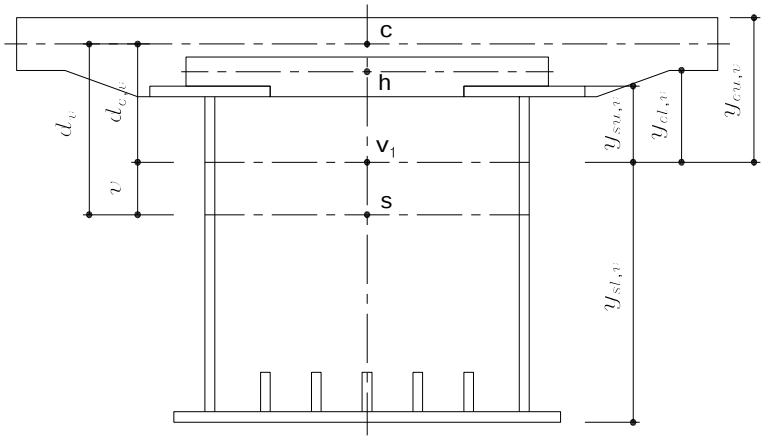
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/116,972,909,330.3$ = **15.526** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times -1,307.9/116,972,909,330.3$ = **4.920** MPa



(11) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

▪ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

$d_{h,v} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 612.063 = 362.622 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 612.063 = 477.674 mm

▪ 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vc1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×317,000.0 / 6.2 = 1.258E+06 N

▪ SLAB 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vh2} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×855,000.0 / 7.0 = 3.005E+06 N

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = P_{vc1} + P_{vh2}$ = 1,257,774.2 + 3,004,714.285714 = 4.262E+06 N

▪ P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×362.6 + 3,004,714.3×477.7 = 1.891E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.435×1,891,370,294.0×577.9/144,288,375,492.3)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.536** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.435×1,891,370,294.0×337.9/144,288,375,492.3)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.731** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.435×1,891,370,294.0×427.9/144,288,375,492.3)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.924** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.435×1,891,370,294.0×287.9/144,288,375,492.3)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.053** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,351.9+0.435\times1,891,370,294.0\times299.9/144,288,375,492.3 = \mathbf{18.020}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,351.9+0.435\times1,891,370,294.0\times-1,524.1/144,288,375,492.3 = \mathbf{7.619}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 359.500/43,200.0 + 74.157/105,269,009.6 + 315.942/105,923,872.7 = 12.009$ MPa

※ υ = **12.0 MPa** ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

– 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 359.500/43,200.0 + 74.157/105,269,009.6 + 315.942/105,923,872.7 = 12.009$ MPa

※ υ = **12.0 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0 MPa** ····· **O.K !!**

– 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 360.302/43,200.0 + 74.157/105,269,009.6 + 321.104/105,923,872.7 = 12.076$ MPa

※ υ = **12.1 MPa** ≤ $1.25\upsilon_a$ = **156.3 MPa** ····· **O.K !!**

(13) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$ = 1.000

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.1)

- 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b / 10.5$ = 10.3 mm $\leq t_u$ = 12 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 16$ = 6.8 mm $\leq t_u$ = 12 mm $\geq b / 10.5$ = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 296.3 MPa

- 허용 휨 압축응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	21,600.0	mm^2	A_w/A_c = 4.500 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,800.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.291		

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0 ≤ 27.0

⇒② f_{ca} = 215.0 - 2.4 ($K \cdot l/b$ - 7.5) = 215.0-2.4×(2.291×2,400.0/400.0-7.5) = 200.3 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 200.3 MPa

∴ f_{ca} = **215.0** MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

- SLAB 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890 MPa

- Half-Deck 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 20.000 MPa (f_{ck} = 50.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 2.500 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	8.685	7.249	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	7.232	6.003	20.000	20.000
1+2+3+5+6	3.721	2.176	10.800	10.800	10.343	8.096	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.149	1.934	10.800	10.800	4.991	3.893	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	2.613	1.203	12.420	12.420	4.066	2.840	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	3.685	2.666	12.420	12.420	5.915	4.945	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.351	0.790	13.500	13.500	3.748	2.912	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	3.722	2.176	13.500	13.500	5.730	4.245	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.149	1.935	13.500	13.500	0.377	0.042	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	2.614	1.203	14.580	14.580	-0.547	-1.011	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	3.685	2.666	14.580	14.580	1.301	1.094	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	45.708	-70.238	200.318	215.000
1+5+6	54.962	-67.785	215.000	215.000
1+2+3+5+6	68.481	-136.477	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	103.703	-122.429	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	121.723	-114.810	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	85.684	-130.048	279.500	247.250
1+2+4+5+6	35.588	-55.412	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	44.200	-99.171	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	79.422	-85.123	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	97.442	-77.504	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	61.403	-92.742	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(14) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.052	0.107	0.009	0.009	0.061	0.116	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.065	0.099	0.009	0.009	0.075	0.109	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.101	0.403	0.009	0.009	0.111	0.412	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.176	0.324	0.009	0.009	0.185	0.333	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.190	0.216	0.009	0.009	0.199	0.225	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.094	0.277	0.009	0.009	0.103	0.286	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.018	0.043	0.006	0.006	0.024	0.049	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.027	0.136	0.006	0.006	0.033	0.142	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.087	0.100	0.006	0.006	0.093	0.106	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.113	0.071	0.006	0.006	0.119	0.077	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.045	0.102	0.006	0.006	0.051	0.108	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{121.723}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{12.009}{125.000}\right)^2 = 0.190 + 0.009 = 0.199 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-136.477}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{12.009}{125.000}\right)^2 = 0.403 + 0.009 = 0.412 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(15) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 6.8 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

t_{min} = Rib간격/80 = 2,400.0 / (3 × 80) = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

- 합 성 전

t_{min} = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 45.708) = 2.17 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 599.9 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 121.723) = 1.33 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

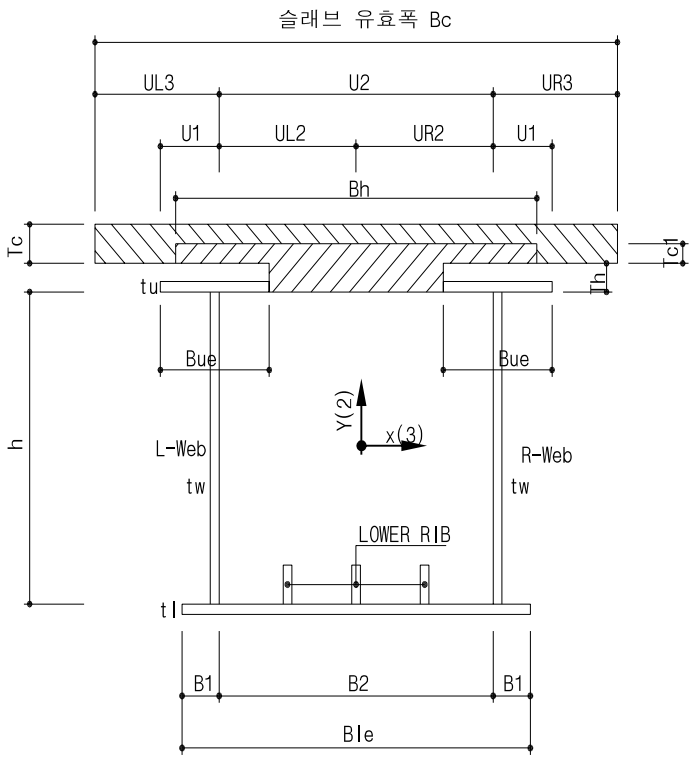
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	11.290	9.424	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	9.837	8.178	30.000	O.K !!
1+2+3+11	6.317	3.276	16.200	O.K !!	16.095	12.226	30.000	O.K !!
1+2+3-11	7.389	4.738	16.200	O.K !!	17.943	14.332	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	6.853	4.007	16.200	O.K !!	15.566	12.033	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	6.281	3.766	16.200	O.K !!	10.214	7.829	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	5.745	3.034	16.200	O.K !!	9.290	6.776	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	6.816	4.497	16.200	O.K !!	11.138	8.882	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	1.756	1.027	16.200	O.K !!	5.308	4.159	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	6.318	3.276	16.200	O.K !!	16.095	12.226	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	7.389	4.739	16.200	O.K !!	17.944	14.332	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	6.853	4.007	16.200	O.K !!	9.569	7.026	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	6.281	3.766	16.200	O.K !!	4.217	2.823	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	5.745	3.035	16.200	O.K !!	3.292	1.770	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	6.817	4.497	16.200	O.K !!	5.141	3.875	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	59.420	-91.310	355.000	O.K !!
1+5+6	68.674	-88.856	355.000	O.K !!
1+2+3+11	102.336	-210.194	355.000	O.K !!
1+2+3-11	66.297	-225.432	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	93.570	-215.359	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	128.793	-201.311	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	146.812	-183.291	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	121.174	-208.930	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	43.487	-72.767	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	102.338	-210.202	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	66.298	-225.440	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	62.004	-166.859	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	97.227	-152.810	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	115.247	-145.191	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	79.207	-160.429	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 12] : 절점 22 로 부터 이격거리 3.745 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	400.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
E_h : Half-Deck 콘크리트의 탄성계수	MPa	32,902.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
ε_h : Half-Deck 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000225
ε_{hs} : Half-Deck 콘크리트의 초기건조수축율	-	0.000045
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
ϕ_{d1} : Half-Deck 콘크리트의 최종 크리프 계수	-	1.5
ϕ_{d0} : Half-Deck 콘크리트의 초기 크리프 계수	-	0.5
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
n_h : 강과 Half-Deck 콘크리트의 탄성계수비	-	6.2
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_{s1} : 합성전 고정하중(자중)에 의한 모멘트	kN·m	3,135.088
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,629.263
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,767.719
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	75.167
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,588.667
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-30.183
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-6.841
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-5.220
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-327.447
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-71.875
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	9.564
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-26.760
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-374.873

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

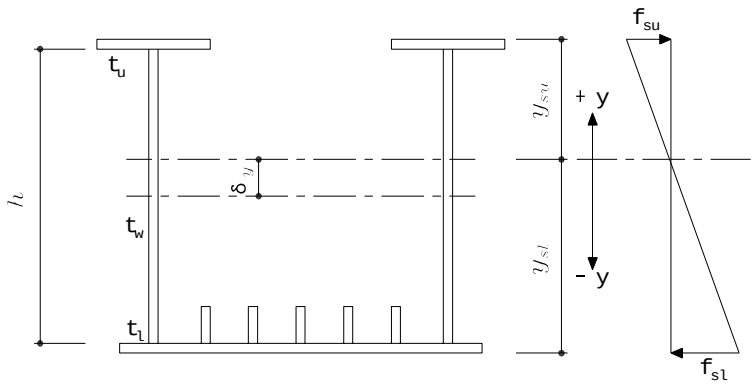
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		88,680.0	-	-2.347E+07	3.674E+10	1.167E+10
RC. SLAB	1 - 2,500.0 × 150.0	375,000.0	1,115.0	4.181E+08	4.662E+11	7.031E+08
RC. SLAB	1 - 950.0 × 240.0	228,000.0	1,070.0	2.440E+08	2.610E+11	1.094E+09
RC. SLAB	1 - 1,050.0 × 240.0	252,000.0	1,070.0	2.696E+08	2.885E+11	1.210E+09
SLAB 단면 합계		855,000.0	-	9.317E+08	1.016E+12	3.007E+09
Half-deck	1 - 2,500.0 × 90.0	225,000.0	995.0	2.239E+08	2.228E+11	1.519E+08
	1 - 1,840.0 × 50.0	92,000.0	925.0	8.510E+07	7.872E+10	1.917E+07
Half-deck 단면 합계		317,000.0	-	3.090E+08	3.015E+11	1.710E+08

※ A_s = 88,680.0 mm^2 A_{c1} = 855,000.0 mm^2 A_h = 317,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -23,469,480.0 / 88,680.0 = -264.654 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,672,370,360.0 + 36,742,735,080.0 - 88,680.0 × -264.654² = 4.220E+10 mm^4

- Half-Deck에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yh} = \sum A_h Y / \sum A_h$ = 308,975,000.0 / 317,000.0 = 974.685 mm

- Half-Deck의 단면2차 모멘트

$I_h = \sum I_{xoh} + \sum A_h Y^2 - A_h \cdot \delta_y$

= 171,041,666.7 + 301,473,125,000.0 - 317,000.0 × 974.685² = 4.910E+08 mm^4

- 합성 단면에 의한 도심축 이동량

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-23,469,480.0 + 308,975,000.0/6.2) / (88,680.0 + 317,000.0/6.2) = 188.580 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,672,370,360.0+171,041,666.7/6.2)+(36,742,735,080.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(88,680.0+317,000.0/6.2)×188.6² = 9.210E+10 mm^4

- 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 188.580 = 851.420 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 851.4 - (90.0+50.0) = 711.420 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 188.580 = 723.420 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 188.580 } = -1,100.580 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,135.09×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **4.675** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,135.09×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **3.906** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,629.26×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **5.412** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,629.26×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **4.522** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,135.09×723.4/92,095,439,549.2 = **24.626** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,135.09×-1,100.6/92,095,439,549.2 = **-37.466** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,629.26×723.4/92,095,439,549.2 = **28.508** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,629.26×-1,100.6/92,095,439,549.2 = **-43.371** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2+UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

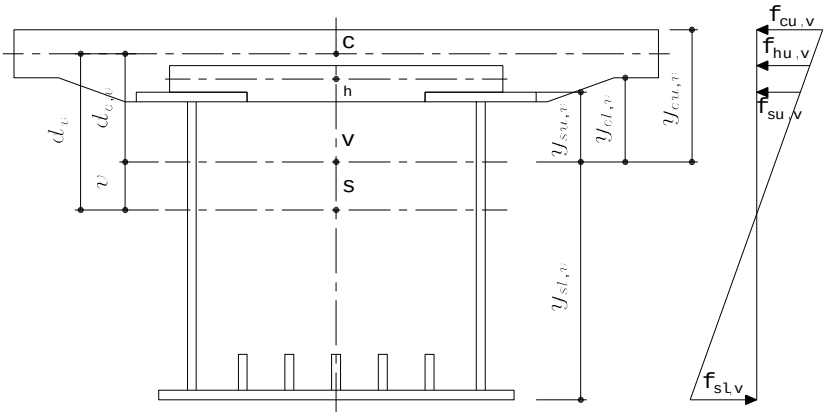
$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s / Gh$ = 79,000.0 / 14,100.9 = 5.6

$F = (B_u+B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 30.183 / 43,200.0 + 71.875 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **1.381** MPa



(2) 합 성 후

▪ SLAB에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yc} = \sum A_c Y \;/\; \sum A_c$ = 931,725,000.0 / 855,000.0 = 1,089.737 mm

▪ SLAB의 단면2차 모멘트

$I_c = \sum I_{xoc} + \sum A_c Y^2 - A_c \cdot \delta_{yc}^2$

= 3,007,125,000.0 + 1,015,761,375,000.0 - 855,000.0 × 1,089.737² = 3.433E+09 mm^4

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_v(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	261,951.9	1,799.8	1.595E+08	1.998E+11	4.277E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 159,468,768.8 / 261,951.9 = 608.771 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,773,510,120.3 + 199,832,237,408.8 - 261,951.9 × 608.771² = 1.455E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 608.771 = 581.229 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 581.229 - 240.0 = 341.229 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 608.771 = 431.229 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 431.229 - (90.0+50.0) = 291.229 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 608.771 = 303.229 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 303.229 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,520.771 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×581.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **1.579** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×341.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **0.927** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×431.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **1.323** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×291.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **0.893** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×303.2/(145,525,752,053.5×1.0) = **5.767** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×-1,520.8/(145,525,752,053.5×1.0) = **-28.923** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F_v = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 6.841 / 43,200.0 + 9.564 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.249** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×581.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **2.618** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×341.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **1.537** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×431.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **2.193** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×291.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **1.481** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×303.2/(145,525,752,053.5×1.0) = **9.561** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×-1,520.8/(145,525,752,053.5×1.0) = **-47.952** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 327.447 / 43,200.0 + 374.873 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **11.119** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×581.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **-0.003** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×341.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **-0.002** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×431.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **-0.002** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×291.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **-0.002** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×303.2/(145,525,752,053.5×1.0) = **-0.011** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×-1,520.8/(145,525,752,053.5×1.0) = **0.055** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 5.220 / 43,200.0 + 26.760 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.373** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = -0.054 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h1} = n_h \cdot (1 + \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 0.5 / 2) = 7.750

$d_{vh1} = \delta_{yh} - \delta_{ys}$ = 974.685 - -264.654 = 1,239.338 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,239.3×88,680.0/(88,680.0+317,000.0/6.2) = 786.104 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	129,583.2		1.640E+07	4.507E+10	4.227E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 16,398,261.9 / 129,583.2 = 126.546 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 126.546 = 848.138 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,267,179,542.8 + 45,069,753,854.2 - 129,583.2 × 126.546² = 8.526E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 126.546 = 913.454 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 913.454 - (90.0+50.0) = 773.454 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 126.546 = 785.454 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 785.454 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,038.546 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 3,135.1 × 786.1 × 317,000.0 / (6.2 × 92,095,439,549.2) = 1.368E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,368,231.1 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 5.473E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 547,292.4 × 848.1 = 4.642E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h1} = E_h / (1 + \phi_{d0} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 0.5 / 2) = 26,321.600 MPa

▪ Half-Deck 상·하부 플랜지에 작용하는 응력

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,135.09×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = 4.675 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,135.09×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = 3.906 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

= (1/7.8)×(547,292.4/129,583.2 + -0.054×464,179,706.1×913.5/85,261,796,026.2)

- 26,321.6×4.675×0.5/32,902.0 = **-1.360** MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

= (1/7.8)×(547,292.4/129,583.2 + -0.054×464,179,706.1×773.5/85,261,796,026.2)

$- 26,321.6 \times 3.906 \times 0.5 / 32,902.0 = \mathbf{-1.047}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 547,292.4/129,583.2 + -0.054 \times 464,179,706.1 \times 785.5/85,261,796,026.2 = \mathbf{3.991}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 547,292.4/129,583.2 + -0.054 \times 464,179,706.1 \times -1,038.5/85,261,796,026.2 = \mathbf{4.532}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = -0.054 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h2} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 0.5 / 2) = 9.300

구 분	n	$A_{vh2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	122,766.0		9.754E+06	3.859E+10	4.226E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 9,753,638.3 / 122,766.0 = 79.449 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 79.449 = 895.236 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,256,620,185.4 + 38,593,341,885.5 - 122,766.0 × 79.449² = 8.008E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 79.449 = 960.551 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 960.551 - (90.0+50.0) = 820.551 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 79.449 = 832.551 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 832.551 - (1,800.0+12.0+12.0) = -991.449 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhi} = E_s \cdot \varepsilon_{hs} \cdot A_h / n_{h2}$ = 205,000.0×0.000045×317,000.0 / 9.3 = 3.144E+05 N

▪ P_{vhi}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhi} = P_{vhi} \times d_{h,hs}$ = 314,443.5 × 895.2 = 2.815E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h2} = E_s / n_{h2}$ = 205,000.0 / 9.3 = 22,043.011 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,766.0 + -0.054×281,501,039.0×960.6/80,075,045,212.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.736** MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,766.0 + -0.054×281,501,039.0×820.6/80,075,045,212.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.733** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,766.0 + -0.054×281,501,039.0×832.6/80,075,045,212.5 = **2.402** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,766.0 + -0.054×281,501,039.0×-991.4/80,075,045,212.5 = **2.751** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h3} = n_h \cdot (1 + \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 1.5 / 2) = 10.850

$d_{vh2} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 608.771 = 365.913 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (431.2 + 291.2) / 2 = 361.229 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh3}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh3}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	10.9	29,216.6	974.7	2.848E+07	2.776E+10	4.525E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	240,039.4	1,799.8	1.381E+08	1.790E+11	4.274E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 138,111,050.0 / 240,039.4 = 575.368 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 575.368 = 399.316 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,739,569,328.5 + 179,015,198,937.9 - 240,039.4 × 575.368² = 1.423E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh3} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 575.368 = 614.632 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 614.632 - 240.0 = 374.632 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh3} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 575.368 = 464.632 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 464.632 - (90.0+50.0) = 324.632 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 575.368 = 336.632 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 336.632 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,487.368 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,368,231.1 + (4.638+3.635)/2 × 317,000.0 × 365.9 / 361.2 = 2.696E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,696,498.7 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.311E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,311,284.6 × 399.3 = 9.229E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h3} = E_h / (1 + \phi_{d1} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 1.5 / 2) = 18,801.143 MPa

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.675 + 5.412 + 1.323 + -1.360 + -0.736 = 9.313 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.906 + 4.522 + 0.893 + -1.047 + -0.733 = 7.541 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,311,285/240,039 + -0.052 \times 922,933,845 \times 615/142,290,070,454)$ = **1.346** MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,311,285/240,039 + -0.052 \times 922,933,845 \times 375/142,290,070,454)$ = **1.357** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,311,284.6/240,039.4 + -0.052 \times 922,933,845.1 \times 464.6/142,290,070,453.6)$

$- 18,801.1 \times 9.313 \times 1.5/32,902.0$ = **-7.110** MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,311,284.6/240,039.4 + -0.052 \times 922,933,845.1 \times 324.6/142,290,070,453.6)$

$- 18,801.1 \times 7.541 \times 1.5/32,902.0$ = **-5.586** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,311,284.6/240,039.4 + -0.052 \times 922,933,845.1 \times 336.6/142,290,070,453.6$ = **9.514** MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,311,284.6/240,039.4 + -0.052 \times 922,933,845.1 \times -1,487.4/142,290,070,453.6$ = **10.135** MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h4} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 1.5 / 2) = 15.500

구 분	n	$A_{vh4}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh4}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	15.5	20,451.6	974.7	1.993E+07	1.943E+10	3.168E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	231,274.5	1,799.8	1.296E+08	1.707E+11	4.273E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 129,567,962.4 / 231,274.5 = 560.235 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 560.235 = 414.450 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,725,993,011.8 + 170,688,383,549.5 - 231,274.5 × 560.235² = 1.408E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh4} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 560.235 = 629.765 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 629.765 - 240.0 = 389.765 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh4} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 560.235 = 479.765 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 479.765 - (90.0+50.0) = 339.765 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 560.235 = 351.765 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 351.765 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,472.235 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhe} = E_s \cdot \varepsilon_h \cdot A_h/n_{h4}$ = 205,000.0×0.000225×317,000.0 / 15.5 = 9.433E+05 N

▪ P_{ve}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhe} = P_{vhe} \times d_{h,hs}$ = 943,330.6 × 414.4 = 3.910E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h4} = E_s / n_{h4}$ = 205,000.0 / 15.5 = 13,225.806 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cu,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/231,274+-0.052×390,963,323×630/140,825,919,754) = **0.570** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/231,274+-0.052×390,963,323×390/140,825,919,754) = **0.575** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4} \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4} \cdot \varepsilon_h$

= (1/15.5)×(943,330.6/231,274.5 + -0.052×390,963,322.8×479.8/140,825,919,754.2)

- 13,225.8×0.000225 = **-2.717** MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4} \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4} \cdot \varepsilon_h$

= (1/15.5)×(943,330.6/231,274.5 + -0.052×390,963,322.8×339.8/140,825,919,754.2)

$- 13,225.8 \times 0.000225$ = **-2.716** MPa

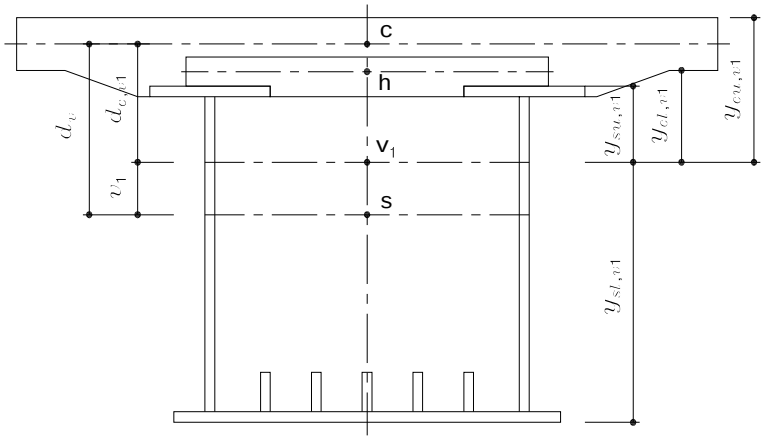
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/231,274.5 + -0.052 \times 390,963,322.8 \times 351.8/140,825,919,754.2$ = **4.028** MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/231,274.5 + -0.052 \times 390,963,322.8 \times -1,472.2/140,825,919,754.2$ = **4.293** MPa



(9) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k_2 = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$d_{vc} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 608.771 = 480.966 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (581.2 + 341.229) / 2 = 461.229 mm

구 분	n	$A_{v1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	14.0	61,071.4	1,089.7	6.655E+07	7.252E+10	2.452E+08	
합 계	-	200,880.5	1,799.8	9.292E+07	1.273E+11	4.253E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 92,916,983.1 / 200,880.5 = 462.549 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 462.549 = 627.188 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 42,528,264,349.6 + 127,308,304,608.0 - 200,880.5 × 462.549² = 1.269E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v1} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 462.549 = 727.451 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 727.451 - 240.0 = 487.451 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 462.549 = 577.451 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 577.451 - (90.0+50.0) = 437.451 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 462.549 = 449.451 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 449.451 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,374.549 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.579+0.927)/2 \times 855,000.0 \times 480.966/461.229$ = 1.117E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,117,285.8 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.117E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,117,285.8 \times 627.2$ = 7.007E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

$f_{cu,v}$ = = 1.579 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.927 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,117,285.8/200,880.5 + -0.052 \times 700,748,448.1 \times 727.5/126,857,945,158.2)$

$- 13,902.0 \times 1.579 \times 2.0/27,804.0$ = **-1.197** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,117,285.8/200,880.5 + -0.052 \times 700,748,448.1 \times 487.5/126,857,945,158.2)$

$- 13,902.0 \times 0.927 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.540** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,117,286/200,880 + -0.052 \times 700,748,448 \times 577/126,857,945,158)$ = **0.870** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,117,286/200,880 + -0.052 \times 700,748,448 \times 437/126,857,945,158)$ = **0.877** MPa

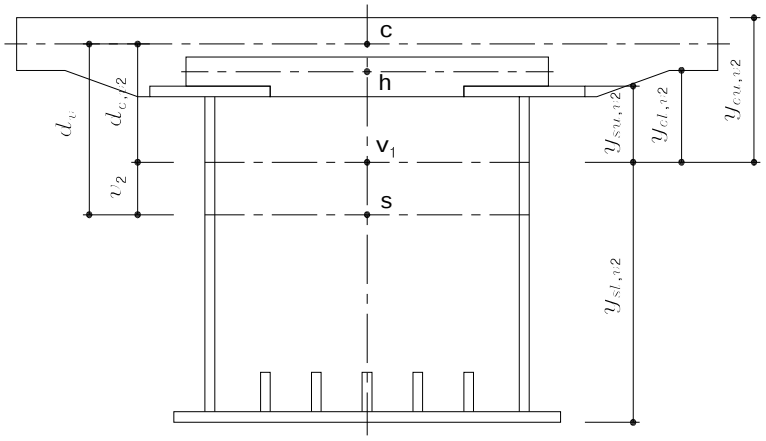
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,117,285.8/200,880.5 + -0.052 \times 700,748,448.1 \times 449.5/126,857,945,158.2$ = **5.433** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,117,285.8/200,880.5 + -0.052 \times 700,748,448.1 \times -1,374.5/126,857,945,158.2$ = **5.957** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

구 분	n	$A_{v2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	21.0	40,714.3	1,089.7	4.437E+07	4.835E+10	1.635E+08	
합 계	-	180,523.3	1,799.8	7.073E+07	1.031E+11	4.245E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 70,733,054.6 / 180,523.3 = 391.822 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 391.822 = 697.915 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 42,446,515,759.4 + 103,133,660,341.1 - 180,523.3 × 391.822² = 1.179E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v2} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 391.822 = 798.178 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 798.178 - 240.0 = 558.178 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 391.822 = 648.178 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 648.178 - (90.0+50.0) = 508.178 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 391.822 = 520.178 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 520.178 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,303.822 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×855,000.0 / 21.0 = 2.254E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,253,535.7 × 697.9 = 1.573E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/798.2)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.068** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/558.2)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.060** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/648.2)$ = **1.941** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/508.2)$ = **1.957** MPa

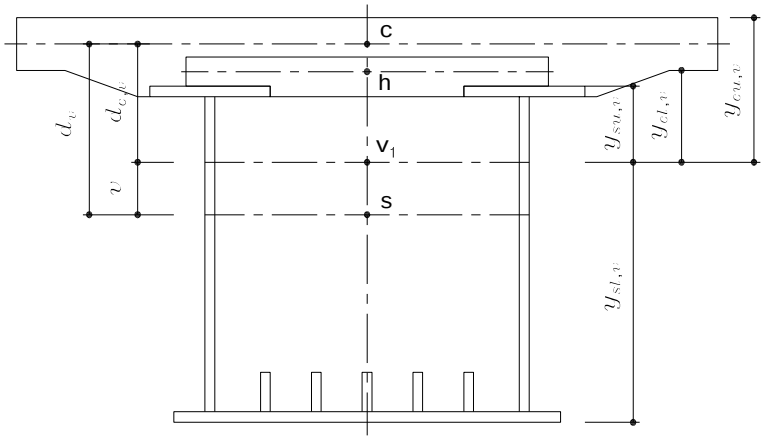
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/117,865,390,753.7$ = **12.122** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times -1,303.8/117,865,390,753.7$ = **13.388** MPa



(11) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

▪ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

$d_{h,v}$ = $\delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 608.771 = 365.913 mm

$d_{c,v}$ = $\delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 608.771 = 480.966 mm

▪ 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vc1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×317,000.0 / 6.2 = 1.258E+06 N

▪ SLAB 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vh2} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×855,000.0 / 7.0 = 3.005E+06 N

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = P_{vc1} + P_{vh2}$ = 1,257,774.2 + 3,004,714.285714 = 4.262E+06 N

▪ P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×365.9 + 3,004,714.3×481.0 = 1.905E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,951.9 + -0.052×1,905,400,649.7×581.2/145,525,752,053.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.068** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,951.9 + -0.052×1,905,400,649.7×341.2/145,525,752,053.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.045** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,951.9 + -0.052×1,905,400,649.7×431.2/145,525,752,053.5)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.371** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,951.9 + -0.052×1,905,400,649.7×291.2/145,525,752,053.5)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.356** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,951.9 + -0.052 \times 1,905,400,649.7 \times 303.2/145,525,752,053.5 =$ **16.066** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,951.9 + -0.052 \times 1,905,400,649.7 \times -1,520.8/145,525,752,053.5 =$ **17.307** MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 364.471/43,200.0 + 71.875/105,269,009.6 + 384.437/105,923,872.7 =$ 12.749 MPa

※ $\upsilon =$ **12.7 MPa** ≤ $\upsilon_a =$ 125.0 MPa ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 364.471/43,200.0 + 71.875/105,269,009.6 + 384.437/105,923,872.7 =$ 12.749 MPa

※ $\upsilon =$ **12.7 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a =$ 150.0 MPa ····· **O.K !!**

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w/2 + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt}/2 + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 367.081/43,200.0 + 71.875/105,269,009.6 + 397.816/105,923,872.7 =$ 12.936 MPa

※ $\upsilon =$ **12.9 MPa** ≤ $1.25\upsilon_a =$ 156.3 MPa ····· **O.K !!**

(13) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$ = 1.000

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.1)

- 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b / 10.5$ = 10.3 mm $\leq t_u$ = 12 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 16$ = 6.8 mm $\leq t_u$ = 12 mm $\geq b / 10.5$ = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 296.3 MPa

- 허용 휨 압축응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	21,600.0	mm^2	A_w/A_c = 4.500 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,800.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.291		

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0 ≤ 27.0

⇒② $f_{ca} = 215.0 - 2.4\ (K \cdot l/b - 7.5) = 215.0 - 2.4 \times (2.291 \times 2{,}400.0/400.0 - 7.5)$ = 200.3 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 200.3 MPa

∴ f_{ca} = **215.0** MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

- SLAB 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890 MPa

- Half-Deck 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 20.000 MPa (f_{ck} = 50.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 2.500 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	10.086	8.428	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	7.990	6.647	20.000	20.000
1+2+3+5+6	4.197	2.464	10.800	10.800	11.506	9.022	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	2.848	1.797	10.800	10.800	4.491	3.553	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	1.780	0.751	12.420	12.420	3.119	2.197	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	3.917	2.842	12.420	12.420	5.862	4.909	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.576	0.925	13.500	13.500	3.899	3.017	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	4.196	2.463	13.500	13.500	6.093	4.499	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	2.847	1.796	13.500	13.500	-0.922	-0.969	3.125	3.125
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	1.778	0.751	14.580	14.580	-2.293	-2.325	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	3.915	2.841	14.580	14.580	0.449	0.386	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	53.135	-80.837	200.318	215.000
1+5+6	59.527	-73.554	215.000	215.000
1+2+3+5+6	74.855	-150.430	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	105.953	-116.657	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	122.018	-99.350	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	89.887	-133.965	279.500	247.250
1+2+4+5+6	36.775	-59.052	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	46.342	-107.031	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	77.439	-73.259	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	93.504	-55.951	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	61.373	-90.566	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(14) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.070	0.141	0.010	0.010	0.081	0.152	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.077	0.117	0.010	0.010	0.087	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.121	0.490	0.010	0.010	0.132	0.500	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.184	0.294	0.010	0.010	0.194	0.305	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.191	0.161	0.010	0.010	0.201	0.172	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.103	0.294	0.010	0.010	0.114	0.304	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.019	0.048	0.007	0.007	0.026	0.056	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.030	0.159	0.007	0.007	0.037	0.165	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.083	0.074	0.007	0.007	0.090	0.081	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.104	0.037	0.007	0.007	0.111	0.044	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.045	0.097	0.007	0.007	0.052	0.104	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{122.018}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{12.749}{125.000}\right)^2 = 0.191 + 0.010 = 0.201 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-150.430}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{12.749}{125.000}\right)^2 = 0.490 + 0.010 = 0.500 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(15) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 6.8 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

t_{min} = Rib간격/80 = 2,400.0 / (3 × 80) = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

- 합 성 전

t_{min} = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 53.135) = 2.01 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 606.5 /(206 ×1.200) = 2.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 122.018) = 1.33 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

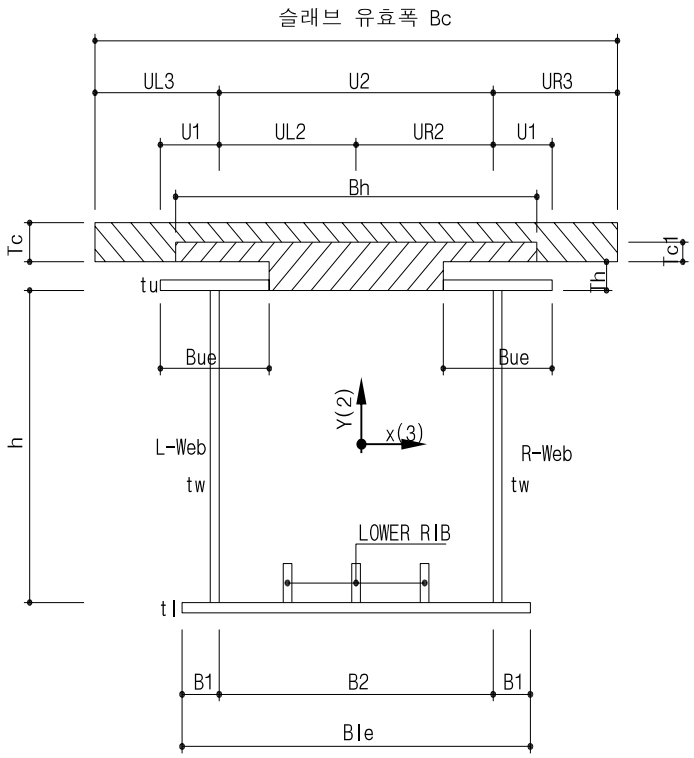
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	13.112	10.956	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	11.016	9.176	30.000	O.K !!
1+2+3+11	6.614	3.465	16.200	O.K !!	18.176	13.946	30.000	O.K !!
1+2+3-11	8.750	5.555	16.200	O.K !!	20.918	16.658	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	7.682	4.510	16.200	O.K !!	17.451	13.522	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	6.333	3.842	16.200	O.K !!	10.435	8.053	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	5.264	2.797	16.200	O.K !!	9.064	6.697	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	7.401	4.887	16.200	O.K !!	11.806	9.409	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	2.050	1.203	16.200	O.K !!	5.698	4.457	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	6.612	3.464	16.200	O.K !!	18.175	13.946	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	8.749	5.554	16.200	O.K !!	20.917	16.657	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	7.680	4.509	16.200	O.K !!	10.415	7.642	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	6.331	3.841	16.200	O.K !!	3.399	2.174	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	5.263	2.796	16.200	O.K !!	2.028	0.818	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	7.400	4.887	16.200	O.K !!	4.770	3.529	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	69.075	-105.088	355.000	O.K !!
1+5+6	75.468	-97.805	355.000	O.K !!
1+2+3+11	113.195	-228.478	355.000	O.K !!
1+2+3-11	81.064	-263.093	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	103.521	-238.503	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	134.619	-204.730	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	150.684	-188.665	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	117.311	-222.038	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	45.893	-78.968	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	113.189	-228.451	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	81.058	-263.066	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	66.455	-182.093	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	97.552	-148.321	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	113.618	-131.013	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	81.487	-165.628	355.000	O.K !!

[G1 : 최대모멘트] : 절점 4 로 부터 이격거리 2.498 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	400.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
E_h : Half-Deck 콘크리트의 탄성계수	MPa	32,902.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
ε_h : Half-Deck 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000225
ε_{hs} : Half-Deck 콘크리트의 초기건조수축율	-	0.000045
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
ϕ_{d1} : Half-Deck 콘크리트의 최종 크리프 계수	-	1.5
ϕ_{d0} : Half-Deck 콘크리트의 초기 크리프 계수	-	0.5
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
n_h : 강과 Half-Deck 콘크리트의 탄성계수비	-	6.2
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_{s1} : 합성전 고정하중(자중)에 의한 모멘트	kN·m	2,725.655
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,089.163
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,359.780
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	81.154
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,143.614
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	21.181
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	14.187
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	1.604
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	324.131
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-74.157
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-22.034
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-10.325
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-293.908

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

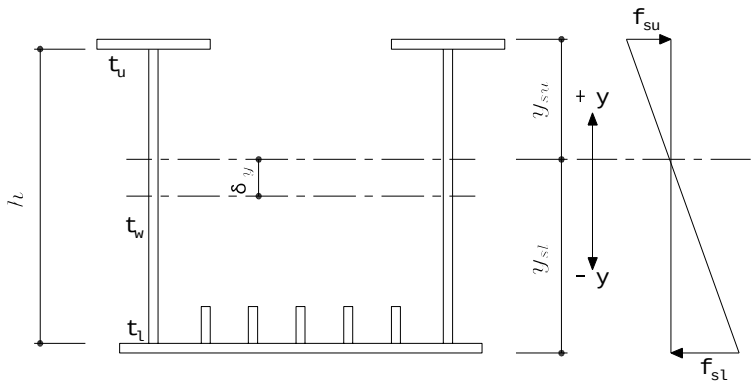
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		88,080.0	-	-2.297E+07	3.633E+10	1.167E+10
RC. SLAB	1 - 2,500.0 × 150.0	375,000.0	1,115.0	4.181E+08	4.662E+11	7.031E+08
RC. SLAB	1 - 950.0 × 240.0	228,000.0	1,070.0	2.440E+08	2.610E+11	1.094E+09
RC. SLAB	1 - 1,050.0 × 240.0	252,000.0	1,070.0	2.696E+08	2.885E+11	1.210E+09
SLAB 단면 합계		855,000.0	-	9.317E+08	1.016E+12	3.007E+09
Half-deck	1 - 2,500.0 × 90.0	225,000.0	995.0	2.239E+08	2.228E+11	1.519E+08
	1 - 1,840.0 × 50.0	92,000.0	925.0	8.510E+07	7.872E+10	1.917E+07
Half-deck 단면 합계		317,000.0	-	3.090E+08	3.015E+11	1.710E+08

※ A_s = 88,080.0 mm^2 A_{c1} = 855,000.0 mm^2 A_h = 317,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -22,974,480.0 / 88,080.0 = -260.837 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,245,360.0 + 36,334,360,080.0 - 88,080.0 × -260.837² = 4.201E+10 mm^4

- Half-Deck에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yh} = \sum A_h Y / \sum A_h$ = 308,975,000.0 / 317,000.0 = 974.685 mm

- Half-Deck의 단면2차 모멘트

$I_h = \sum I_{xoh} + \sum A_h Y^2 - A_h \cdot \delta_y$

= 171,041,666.7 + 301,473,125,000.0 - 317,000.0 × 974.685² = 4.910E+08 mm^4

- 합성 단면에 의한 도심축 이동량

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-22,974,480.0 + 308,975,000.0/6.2) / (88,080.0 + 317,000.0/6.2) = 192.949 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,245,360.0+171,041,666.7/6.2)+(36,334,360,080.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(88,080.0+317,000.0/6.2)×192.9² = 9.148E+10 mm^4

- 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 192.949 = 847.051 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 847.1 - (90.0+50.0) = 707.051 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 192.949 = 719.051 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 192.949 } = -1,104.949 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,725.66×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **4.071** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,725.66×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **3.398** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,089.16×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **4.614** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,089.16×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **3.851** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 2,725.66×719.1/91,475,251,058.1 = **21.425** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 2,725.66×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-32.924** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,089.16×719.1/91,475,251,058.1 = **24.283** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,089.16×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-37.315** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

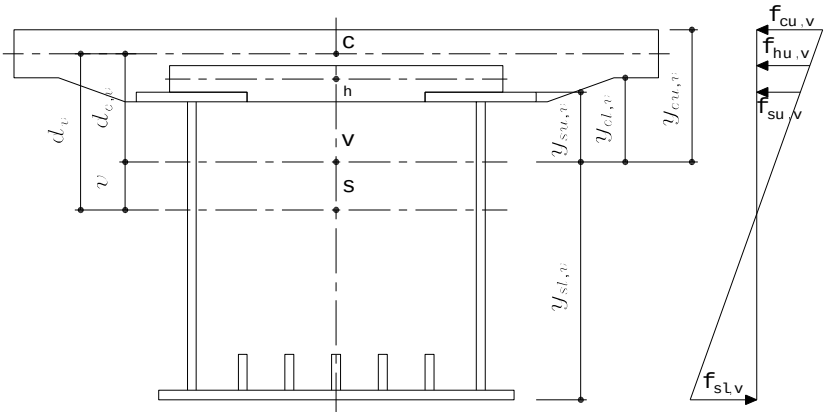
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s / Gh$ = 79,000.0 / 14,100.9 = 5.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 21.181 / 43,200.0 + 74.157 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **1.195** MPa



(2) 합 성 후

▪ SLAB에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yc} = \sum A_c Y \;/\; \sum A_c$ = 931,725,000.0 / 855,000.0 = 1,089.737 mm

▪ SLAB의 단면2차 모멘트

$I_c = \sum I_{xoc} + \sum A_c Y^2 - A_c \cdot \delta_{yc}^2$

= 3,007,125,000.0 + 1,015,761,375,000.0 − 855,000.0 × 1,089.737² = 3.433E+09 mm^4

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_v(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	261,351.9	1,803.6	1.600E+08	1.996E+11	4.258E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 159,963,768.8 / 261,351.9 = 612.063 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,582,708,927.9 + 199,613,538,601.2 − 261,351.9 × 612.063² = 1.443E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v} = h/2 + (T_c + T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) − 612.063 = 577.937 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 577.937 − 240.0 = 337.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v} = h/2 + (T_{c1} + T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) − 612.063 = 427.937 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1} + T_h)$ = 427.937 − (90.0+50.0) = 287.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 − 612.063 = 299.937 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h + t_u + t_l)$ = 299.937 − (1,800.0+12.0+12.0) = -1,524.063 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 2,359.78×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **1.350** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 2,359.78×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **0.790** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,359.78×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **1.129** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,359.78×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **0.760** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,359.78×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **4.905** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,359.78×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **-24.925** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F_v = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 14.187 / 43,200.0 + 22.034 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.536** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **2.371** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **1.386** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **1.982** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **1.334** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **8.613** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,143.61×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **-43.767** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 324.131 / 43,200.0 + 293.908 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **10.278** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **0.001** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **0.001** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **0.001** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **0.001** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **0.003** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 1.60×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **-0.017** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1.604 / 43,200.0 + 10.325 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.135** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.451 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h1} = n_h \cdot (1 + \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 0.5 / 2) = 7.750

$d_{vh1} = \delta_{yh} - \delta_{ys}$ = 974.685 - -260.837 = 1,235.521 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s + A_h/n_h)$ = 1,235.5×88,080.0/(88,080.0+317,000.0/6.2) = 781.736 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	128,983.2		1.689E+07	4.485E+10	4.208E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 16,893,261.9 / 128,983.2 = 130.973 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 130.973 = 843.712 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,076,378,350.4 + 44,851,055,046.6 - 128,983.2 × 130.973² = 8.471E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh1} = h/2 + (T_{c1} + T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 130.973 = 909.027 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c + T_h)$ = 909.027 - (90.0+50.0) = 769.027 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 130.973 = 781.027 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 781.027 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,042.973 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h / (n_h \cdot I_{33})$

= 2,725.7 × 781.7 × 317,000.0 / (6.2 × 91,475,251,058.1) = 1.191E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,190,953.7 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 4.764E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 476,381.5 × 843.7 = 4.019E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h1} = E_h / (1 + \phi_{d0} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 0.5 / 2) = 26,321.600 MPa

▪ Half-Deck 상·하부 플랜지에 작용하는 응력

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,725.66×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 4.071 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,725.66×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 3.398 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

= (1/7.8)×(476,381.5/128,983.2 + 0.451×401,928,778.1×909.0/84,714,879,810.8)
- 26,321.6×4.071×0.5/32,902.0 = **-0.901** MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

= (1/7.8)×(476,381.5/128,983.2 + 0.451×401,928,778.1×769.0/84,714,879,810.8)
- 26,321.6×3.398×0.5/32,902.0 = **-0.670** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

= 476,381.5/128,983.2 + 0.451×401,928,778.1×781.0/84,714,879,810.8 = **5.365** MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

= 476,381.5/128,983.2 + 0.451×401,928,778.1×-1,043.0/84,714,879,810.8 = **1.461** MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.451 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h2} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 0.5 / 2) = 9.300

구 분	n	$A_{vh2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	122,166.0		1.025E+07	3.837E+10	4.207E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 10,248,638.3 / 122,166.0 = 83.891 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 83.891 = 890.793 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,065,818,993.0 + 38,374,643,077.9 - 122,166.0 × 83.891² = 7.958E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 83.891 = 956.109 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 956.109 - (90.0+50.0) = 816.109 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 83.891 = 828.109 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 828.109 - (1,800.0+12.0+12.0) = -995.891 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhi} = E_s \cdot \varepsilon_{hs} \cdot A_h / n_{h2}$ = 205,000.0×0.000045×317,000.0 / 9.3 = 3.144E+05 N

▪ P_{vhi}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhi} = P_{vhi} \times d_{h,hs}$ = 314,443.5 × 890.8 = 2.801E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h2} = E_s / n_{h2}$ = 205,000.0 / 9.3 = 22,043.011 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.451×280,104,260.4×956.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.552** MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.451×280,104,260.4×816.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.576** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.451×280,104,260.4×828.1/79,580,692,838.0 = **3.889** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.451×280,104,260.4×-995.9/79,580,692,838.0 = **0.993** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.435 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h3} = n_h \cdot (1 + \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 1.5 / 2) = 10.850

$d_{vh2} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 612.063 = 362.622 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (427.9 + 287.9) / 2 = 357.937 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh3}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh3}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	10.9	29,216.6	974.7	2.848E+07	2.776E+10	4.525E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	239,439.4	1,803.6	1.386E+08	1.788E+11	4.255E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 138,606,050.0 / 239,439.4 = 578.877 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 578.877 = 395.807 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,548,768,136.2 + 178,796,500,130.3 - 239,439.4 × 578.877² = 1.411E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh3} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 578.877 = 611.123 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 611.123 - 240.0 = 371.123 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh3} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 578.877 = 461.123 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 461.123 - (90.0+50.0) = 321.123 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 578.877 = 333.123 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 333.123 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,490.877 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,190,953.7 + (4.290+3.365)/2 × 317,000.0 × 362.6 / 357.9 = 2.420E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,420,076.7 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.074E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,074,351.5 × 395.8 = 8.210E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h3} = E_h / (1 + \phi_{d1} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 1.5 / 2) = 18,801.143 MPa

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.071 + 4.614 + 1.129 + -0.901 + -0.552 = 8.361 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.398 + 3.851 + 0.760 + -0.670 + -0.576 = 6.763 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,074,351/239,439+0.435 \times 821,043,435 \times 611/141,109,378,466) = \mathbf{1.459}$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,074,351/239,439+0.435 \times 821,043,435 \times 371/141,109,378,466) = \mathbf{1.372}$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,074,351.5/239,439.4 + 0.435 \times 821,043,434.7 \times 461.1/141,109,378,465.6)$

$- 18,801.1 \times 8.361 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-6.260}$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,074,351.5/239,439.4 + 0.435 \times 821,043,434.7 \times 321.1/141,109,378,465.6)$

$- 18,801.1 \times 6.763 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-4.923}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,074,351.5/239,439.4+0.435 \times 821,043,434.7 \times 333.1/141,109,378,465.6 = \mathbf{9.507}$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,074,351.5/239,439.4+0.435 \times 821,043,434.7 \times -1,490.9/141,109,378,465.6 = \mathbf{4.890}$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.435 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h4} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 1.5 / 2) = 15.500

구 분	n	$A_{vh4}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh4}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	15.5	20,451.6	974.7	1.993E+07	1.943E+10	3.168E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	230,674.5	1,803.6	1.301E+08	1.705E+11	4.254E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 130,062,962.4 / 230,674.5 = 563.838 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 563.838 = 410.847 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,535,191,819.4 + 170,469,684,741.9 - 230,674.5 × 563.838² = 1.397E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh4} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 563.838 = 626.162 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 626.162 - 240.0 = 386.162 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh4} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 563.838 = 476.162 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 476.162 - (90.0+50.0) = 336.162 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 563.838 = 348.162 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 348.162 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,475.838 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhe} = E_s \cdot \varepsilon_h \cdot A_h/n_{h4}$ = 205,000.0×0.000225×317,000.0 / 15.5 = 9.433E+05 N

▪ P_{ve}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhe} = P_{vhe} \times d_{h,hs}$ = 943,330.6 × 410.8 = 3.876E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h4} = E_s / n_{h4}$ = 205,000.0 / 15.5 = 13,225.806 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cu,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/230,674+0.435×387,564,418×626/139,670,475,126) = **0.692** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/230,674+0.435×387,564,418×386/139,670,475,126) = **0.651** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/230,674.5 + 0.435\times 387,564,418.1\times 476.2/139,670,475,125.7)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.675$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/230,674.5 + 0.435\times 387,564,418.1\times 336.2/139,670,475,125.7)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.686$ MPa

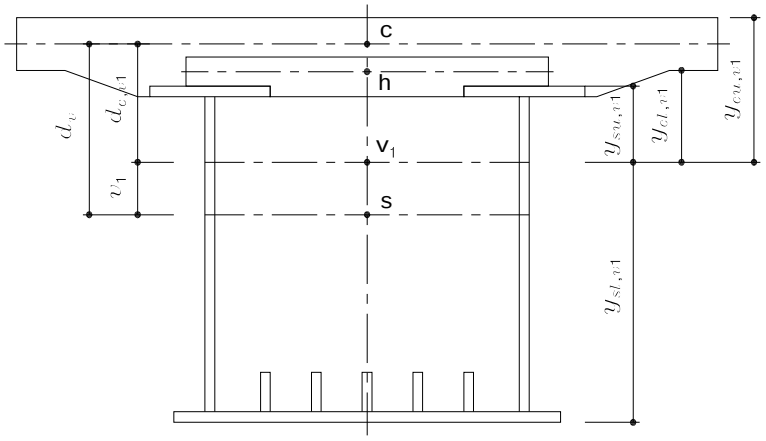
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/230,674.5 + 0.435\times 387,564,418.1\times 348.2/139,670,475,125.7 = 4.510$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/230,674.5 + 0.435\times 387,564,418.1\times -1,475.8/139,670,475,125.7 = 2.308$ MPa



(9) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k_2 = 0.435 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$d_{vc} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 612.063 = 477.674 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (577.9 + 337.937) / 2 = 457.937 mm

구 분	n	$A_{v1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	14.0	61,071.4	1,089.7	6.655E+07	7.252E+10	2.452E+08	
합 계	-	200,280.5	1,803.6	9.341E+07	1.271E+11	4.234E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 93,411,983.1 / 200,280.5 = 466.406 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 466.406 = 623.331 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 42,337,463,157.2 + 127,089,605,800.4 - 200,280.5 × 466.406² = 1.259E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v1} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 466.406 = 723.594 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 723.594 - 240.0 = 483.594 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 466.406 = 573.594 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 573.594 - (90.0+50.0) = 433.594 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 466.406 = 445.594 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 445.594 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,378.406 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.350+0.790)/2 \times 855,000.0 \times 477.674/457.937$ = 9.542E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 954,201.0 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 9.542E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 954,201.0 \times 623.3$ = 5.948E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

$f_{cu,v}$ = = 1.350 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.790 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (954,201.0/200,280.5 + 0.435 \times 594,783,064.6 \times 723.6/125,859,171,436.3)$

$- 13,902.0 \times 1.350 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.904** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (954,201.0/200,280.5 + 0.435 \times 594,783,064.6 \times 483.6/125,859,171,436.3)$

$- 13,902.0 \times 0.790 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.378** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (954,201/200,280 + 0.435 \times 594,783,065 \times 574/125,859,171,436)$ = **0.959** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (954,201/200,280 + 0.435 \times 594,783,065 \times 434/125,859,171,436)$ = **0.912** MPa

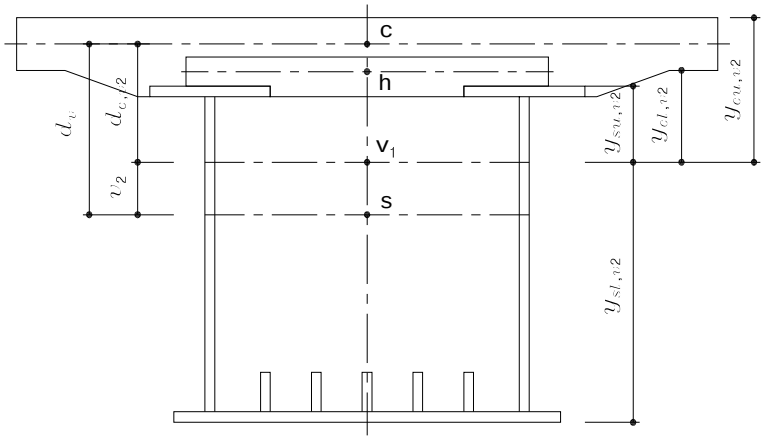
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 954,201.0/200,280.5 + 0.435 \times 594,783,064.6 \times 445.6/125,859,171,436.3$ = **5.680** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 954,201.0/200,280.5 + 0.435 \times 594,783,064.6 \times -1,378.4/125,859,171,436.3$ = **1.931** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.435 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

구 분	n	$A_{v2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	21.0	40,714.3	1,089.7	4.437E+07	4.835E+10	1.635E+08	
합 계	-	179,923.3	1,803.6	7.123E+07	1.029E+11	4.226E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 71,228,054.6 / 179,923.3 = 395.880 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 395.880 = 693.857 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 42,255,714,567.0 + 102,914,961,533.5 - 179,923.3 × 395.880² = 1.170E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v2} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 395.880 = 794.120 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 794.120 - 240.0 = 554.120 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 395.880 = 644.120 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 644.120 - (90.0+50.0) = 504.120 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 395.880 = 516.120 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 516.120 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,307.880 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×855,000.0 / 21.0 = 2.254E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,253,535.7 × 693.9 = 1.564E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/794.1)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-1.819** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/554.1)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-1.886** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/644.1)$ = **2.624** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/504.1)$ = **2.493** MPa

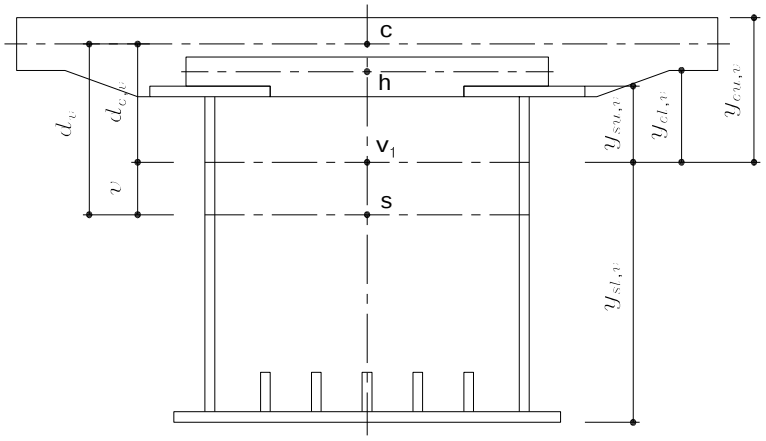
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/116,972,909,330.3$ = **15.526** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/179,923.3 + 0.435 \times 1,563,631,031.0 \times -1,307.9/116,972,909,330.3$ = **4.920** MPa



(11) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

▪ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

$d_{h,v} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 612.063 = 362.622 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 612.063 = 477.674 mm

▪ 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vc1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×317,000.0 / 6.2 = 1.258E+06 N

▪ SLAB 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vh2} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×855,000.0 / 7.0 = 3.005E+06 N

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = P_{vc1} + P_{vh2}$ = 1,257,774.2 + 3,004,714.285714 = 4.262E+06 N

▪ P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×362.6 + 3,004,714.3×477.7 = 1.891E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.435×1,891,370,294.0×577.9/144,288,375,492.3)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.536** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.435×1,891,370,294.0×337.9/144,288,375,492.3)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.731** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.435×1,891,370,294.0×427.9/144,288,375,492.3)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.924** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.435×1,891,370,294.0×287.9/144,288,375,492.3)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.053** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,351.9+0.435\times1,891,370,294.0\times299.9/144,288,375,492.3 = \mathbf{18.020}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,351.9+0.435\times1,891,370,294.0\times-1,524.1/144,288,375,492.3 = \mathbf{7.619}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 359.500/43,200.0 + 74.157/105,269,009.6 + 315.942/105,923,872.7 = 12.009$ MPa

※ υ = **12.0 MPa** ≤ υ_a = **125.0 MPa** ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 359.500/43,200.0 + 74.157/105,269,009.6 + 315.942/105,923,872.7 = 12.009$ MPa

※ υ = **12.0 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0 MPa** ····· **O.K !!**

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 360.302/43,200.0 + 74.157/105,269,009.6 + 321.104/105,923,872.7 = 12.076$ MPa

※ υ = **12.1 MPa** ≤ $1.25\upsilon_a$ = **156.3 MPa** ····· **O.K !!**

(13) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$ = 1.000

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.1)

- 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b / 10.5$ = 10.3 mm $\leq t_u$ = 12 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 16$ = 6.8 mm $\leq t_u$ = 12 mm $\geq b / 10.5$ = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 296.3 MPa

- 허용 휨 압축응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	21,600.0	mm^2	A_w/A_c = 4.500 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,800.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.291		

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0 ≤ 27.0

⇒② f_{ca} = 215.0 - 2.4 ($K \cdot l/b$ - 7.5) = 215.0-2.4×(2.291×2,400.0/400.0-7.5) = 200.3 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 200.3 MPa

∴ f_{ca} = **215.0** MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

- SLAB 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890 MPa

- Half-Deck 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 20.000 MPa (f_{ck} = 50.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 2.500 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	8.685	7.249	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	7.232	6.003	20.000	20.000
1+2+3+5+6	3.721	2.176	10.800	10.800	10.343	8.096	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.149	1.934	10.800	10.800	4.991	3.893	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	2.613	1.203	12.420	12.420	4.066	2.840	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	3.685	2.666	12.420	12.420	5.915	4.945	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.351	0.790	13.500	13.500	3.748	2.912	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	3.722	2.176	13.500	13.500	5.730	4.245	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.149	1.935	13.500	13.500	0.377	0.042	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	2.614	1.203	14.580	14.580	-0.547	-1.011	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	3.685	2.666	14.580	14.580	1.301	1.094	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	45.708	-70.238	200.318	215.000
1+5+6	54.962	-67.785	215.000	215.000
1+2+3+5+6	68.481	-136.477	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	103.703	-122.429	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	121.723	-114.810	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	85.684	-130.048	279.500	247.250
1+2+4+5+6	35.588	-55.412	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	44.200	-99.171	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	79.422	-85.123	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	97.442	-77.504	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	61.403	-92.742	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(14) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.052	0.107	0.009	0.009	0.061	0.116	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.065	0.099	0.009	0.009	0.075	0.109	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.101	0.403	0.009	0.009	0.111	0.412	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.176	0.324	0.009	0.009	0.185	0.333	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.190	0.216	0.009	0.009	0.199	0.225	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.094	0.277	0.009	0.009	0.103	0.286	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.018	0.043	0.006	0.006	0.024	0.049	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.027	0.136	0.006	0.006	0.033	0.142	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.087	0.100	0.006	0.006	0.093	0.106	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.113	0.071	0.006	0.006	0.119	0.077	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.045	0.102	0.006	0.006	0.051	0.108	O.K !!	O.K !!
$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!								

[상 연]

$$\left(\frac{121.723}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{12.009}{125.000}\right)^2 = 0.190 + 0.009 = 0.199 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-136.477}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{12.009}{125.000}\right)^2 = 0.403 + 0.009 = 0.412 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(15) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 6.8 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

t_{min} = Rib간격/80 = 2,400.0 / (3 × 80) = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

- 합 성 전

t_{min} = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 45.708) = 2.17 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 599.9 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 121.723) = 1.33 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

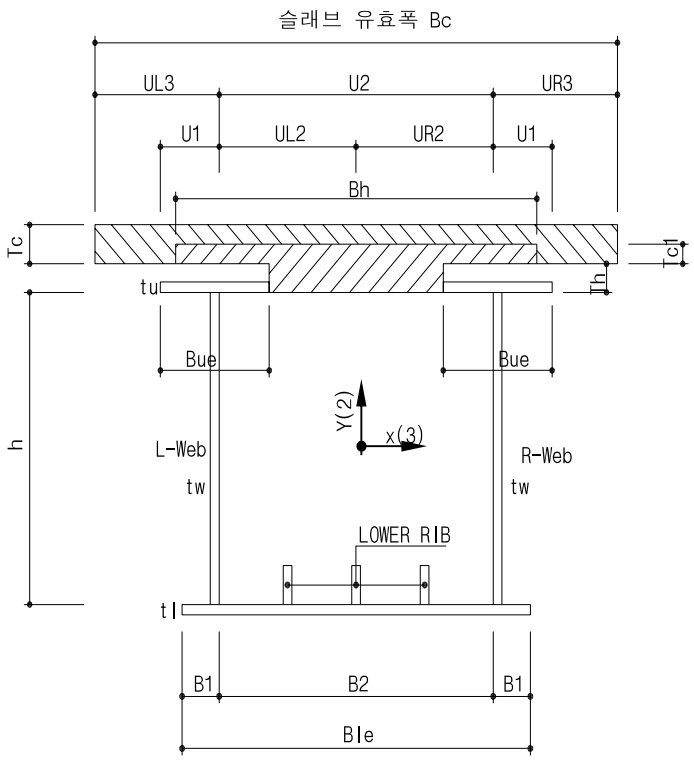
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	11.290	9.424	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	9.837	8.178	30.000	O.K !!
1+2+3+11	6.317	3.276	16.200	O.K !!	16.095	12.226	30.000	O.K !!
1+2+3-11	7.389	4.738	16.200	O.K !!	17.943	14.332	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	6.853	4.007	16.200	O.K !!	15.566	12.033	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	6.281	3.766	16.200	O.K !!	10.214	7.829	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	5.745	3.034	16.200	O.K !!	9.290	6.776	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	6.816	4.497	16.200	O.K !!	11.138	8.882	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	1.756	1.027	16.200	O.K !!	5.308	4.159	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	6.318	3.276	16.200	O.K !!	16.095	12.226	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	7.389	4.739	16.200	O.K !!	17.944	14.332	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	6.853	4.007	16.200	O.K !!	9.569	7.026	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	6.281	3.766	16.200	O.K !!	4.217	2.823	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	5.745	3.035	16.200	O.K !!	3.292	1.770	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	6.817	4.497	16.200	O.K !!	5.141	3.875	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	59.420	-91.310	355.000	O.K !!
1+5+6	68.674	-88.856	355.000	O.K !!
1+2+3+11	102.336	-210.194	355.000	O.K !!
1+2+3-11	66.297	-225.432	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	93.570	-215.359	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	128.793	-201.311	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	146.812	-183.291	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	121.174	-208.930	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	43.487	-72.767	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	102.338	-210.202	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	66.298	-225.440	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	62.004	-166.859	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	97.227	-152.810	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	115.247	-145.191	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	79.207	-160.429	355.000	O.K !!

[G1 : 최대모멘트] : 절점 22 로 부터 이격거리 3.745 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	400.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
E_h : Half-Deck 콘크리트의 탄성계수	MPa	32,902.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
ε_h : Half-Deck 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000225
ε_{hs} : Half-Deck 콘크리트의 초기건조수축율	-	0.000045
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
ϕ_{d1} : Half-Deck 콘크리트의 최종 크리프 계수	-	1.5
ϕ_{d0} : Half-Deck 콘크리트의 초기 크리프 계수	-	0.5
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
n_h : 강과 Half-Deck 콘크리트의 탄성계수비	-	6.2
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_{s1} : 합성전 고정하중(자중)에 의한 모멘트	kN·m	3,135.088
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,629.263
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,767.719
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	75.167
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,588.667
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-30.183
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-6.841
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-5.220
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-327.447
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-71.875
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	9.564
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-26.760
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-374.873

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

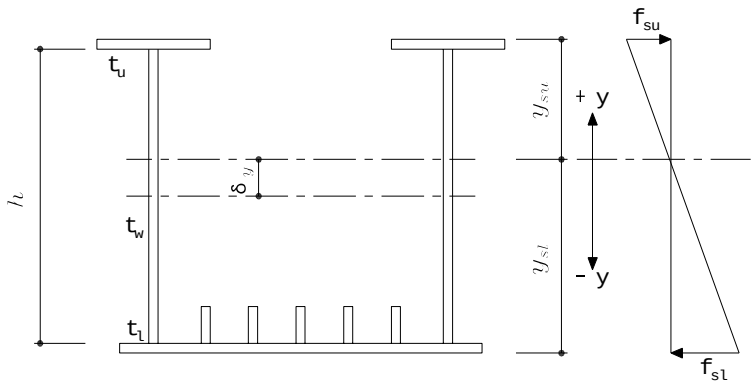
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		88,680.0	-	-2.347E+07	3.674E+10	1.167E+10
RC. SLAB	1 - 2,500.0 × 150.0	375,000.0	1,115.0	4.181E+08	4.662E+11	7.031E+08
RC. SLAB	1 - 950.0 × 240.0	228,000.0	1,070.0	2.440E+08	2.610E+11	1.094E+09
RC. SLAB	1 - 1,050.0 × 240.0	252,000.0	1,070.0	2.696E+08	2.885E+11	1.210E+09
SLAB 단면 합계		855,000.0	-	9.317E+08	1.016E+12	3.007E+09
Half-deck	1 - 2,500.0 × 90.0	225,000.0	995.0	2.239E+08	2.228E+11	1.519E+08
	1 - 1,840.0 × 50.0	92,000.0	925.0	8.510E+07	7.872E+10	1.917E+07
Half-deck 단면 합계		317,000.0	-	3.090E+08	3.015E+11	1.710E+08

※ A_s = 88,680.0 mm^2 A_{c1} = 855,000.0 mm^2 A_h = 317,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -23,469,480.0 / 88,680.0 = -264.654 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,672,370,360.0 + 36,742,735,080.0 - 88,680.0 × -264.654² = 4.220E+10 mm^4

- Half-Deck에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yh} = \sum A_h Y / \sum A_h$ = 308,975,000.0 / 317,000.0 = 974.685 mm

- Half-Deck의 단면2차 모멘트

$I_h = \sum I_{xoh} + \sum A_h Y^2 - A_h \cdot \delta_y$

= 171,041,666.7 + 301,473,125,000.0 - 317,000.0 × 974.685² = 4.910E+08 mm^4

- 합성 단면에 의한 도심축 이동량

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-23,469,480.0 + 308,975,000.0/6.2) / (88,680.0 + 317,000.0/6.2) = 188.580 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,672,370,360.0+171,041,666.7/6.2)+(36,742,735,080.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(88,680.0+317,000.0/6.2)×188.6² = 9.210E+10 mm^4

- 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 188.580 = 851.420 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 851.4 - (90.0+50.0) = 711.420 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 188.580 = 723.420 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 188.580 } = -1,100.580 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,135.09×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **4.675** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,135.09×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **3.906** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,629.26×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **5.412** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,629.26×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **4.522** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,135.09×723.4/92,095,439,549.2 = **24.626** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,135.09×-1,100.6/92,095,439,549.2 = **-37.466** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,629.26×723.4/92,095,439,549.2 = **28.508** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,629.26×-1,100.6/92,095,439,549.2 = **-43.371** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2+UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

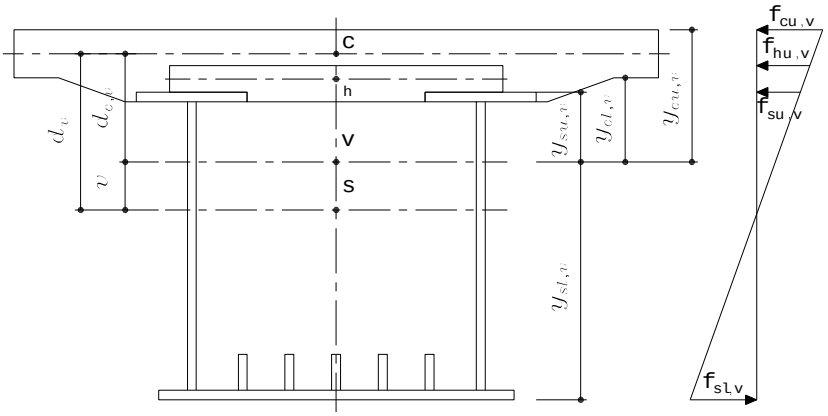
$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s / Gh$ = 79,000.0 / 14,100.9 = 5.6

$F = (B_u+B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 30.183 / 43,200.0 + 71.875 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **1.381** MPa



(2) 합 성 후

▪ SLAB에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yc} = \sum A_c Y \;/\; \sum A_c$ = 931,725,000.0 / 855,000.0 = 1,089.737 mm

▪ SLAB의 단면2차 모멘트

$I_c = \sum I_{xoc} + \sum A_c Y^2 - A_c \cdot \delta_{yc}^2$

= 3,007,125,000.0 + 1,015,761,375,000.0 - 855,000.0 × 1,089.737² = 3.433E+09 mm^4

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_v(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	261,951.9	1,799.8	1.595E+08	1.998E+11	4.277E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 159,468,768.8 / 261,951.9 = 608.771 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,773,510,120.3 + 199,832,237,408.8 - 261,951.9 × 608.771² = 1.455E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 608.771 = 581.229 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 581.229 - 240.0 = 341.229 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 608.771 = 431.229 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 431.229 - (90.0+50.0) = 291.229 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 608.771 = 303.229 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 303.229 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,520.771 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×581.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **1.579** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×341.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **0.927** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×431.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **1.323** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×291.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **0.893** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×303.2/(145,525,752,053.5×1.0) = **5.767** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,767.72×-1,520.8/(145,525,752,053.5×1.0) = **-28.923** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F_v = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 6.841 / 43,200.0 + 9.564 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.249** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×581.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **2.618** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×341.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **1.537** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×431.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **2.193** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×291.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **1.481** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×303.2/(145,525,752,053.5×1.0) = **9.561** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,588.67×-1,520.8/(145,525,752,053.5×1.0) = **-47.952** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 327.447 / 43,200.0 + 374.873 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **11.119** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×581.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **-0.003** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×341.2/(145,525,752,053.5×7.0) = **-0.002** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×431.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **-0.002** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×291.2/(145,525,752,053.5×6.2) = **-0.002** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×303.2/(145,525,752,053.5×1.0) = **-0.011** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -5.22×-1,520.8/(145,525,752,053.5×1.0) = **0.055** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 5.220 / 43,200.0 + 26.760 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.373** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = -0.054 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h1} = n_h \cdot (1 + \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 0.5 / 2) = 7.750

$d_{vh1} = \delta_{yh} - \delta_{ys}$ = 974.685 - -264.654 = 1,239.338 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,239.3×88,680.0/(88,680.0+317,000.0/6.2) = 786.104 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	129,583.2		1.640E+07	4.507E+10	4.227E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 16,398,261.9 / 129,583.2 = 126.546 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 126.546 = 848.138 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,267,179,542.8 + 45,069,753,854.2 - 129,583.2 × 126.546² = 8.526E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 126.546 = 913.454 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 913.454 - (90.0+50.0) = 773.454 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 126.546 = 785.454 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 785.454 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,038.546 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 3,135.1 × 786.1 × 317,000.0 / (6.2 × 92,095,439,549.2) = 1.368E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,368,231.1 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 5.473E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 547,292.4 × 848.1 = 4.642E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h1} = E_h / (1 + \phi_{d0} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 0.5 / 2) = 26,321.600 MPa

▪ Half-Deck 상·하부 플랜지에 작용하는 응력

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,135.09×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = 4.675 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,135.09×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = 3.906 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hu}\cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(547,292.4/129,583.2 + -0.054\times 464,179,706.1\times 913.5/85,261,796,026.2)$

$- 26,321.6\times 4.675\times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-1.360}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi h}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hl}\cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(547,292.4/129,583.2 + -0.054\times 464,179,706.1\times 773.5/85,261,796,026.2)$

$- 26,321.6\times 3.906\times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-1.047}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 547,292.4/129,583.2 + -0.054\times 464,179,706.1\times 785.5/85,261,796,026.2 = \mathbf{3.991}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 547,292.4/129,583.2 + -0.054\times 464,179,706.1\times -1,038.5/85,261,796,026.2 = \mathbf{4.532}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = -0.054 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h2} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 0.5 / 2) = 9.300

구 분	n	$A_{vh2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	122,766.0		9.754E+06	3.859E+10	4.226E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 9,753,638.3 / 122,766.0 = 79.449 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 79.449 = 895.236 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,256,620,185.4 + 38,593,341,885.5 - 122,766.0 × 79.449² = 8.008E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 79.449 = 960.551 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 960.551 - (90.0+50.0) = 820.551 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 79.449 = 832.551 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 832.551 - (1,800.0+12.0+12.0) = -991.449 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhi} = E_s \cdot \varepsilon_{hs} \cdot A_h / n_{h2}$ = 205,000.0×0.000045×317,000.0 / 9.3 = 3.144E+05 N

▪ P_{vhi}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhi} = P_{vhi} \times d_{h,hs}$ = 314,443.5 × 895.2 = 2.815E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h2} = E_s / n_{h2}$ = 205,000.0 / 9.3 = 22,043.011 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,766.0 + -0.054×281,501,039.0×960.6/80,075,045,212.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.736** MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,766.0 + -0.054×281,501,039.0×820.6/80,075,045,212.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.733** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,766.0 + -0.054×281,501,039.0×832.6/80,075,045,212.5 = **2.402** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,766.0 + -0.054×281,501,039.0×-991.4/80,075,045,212.5 = **2.751** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h3} = n_h \cdot (1 + \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 1.5 / 2) = 10.850

$d_{vh2} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 608.771 = 365.913 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (431.2 + 291.2) / 2 = 361.229 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh3}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh3}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	10.9	29,216.6	974.7	2.848E+07	2.776E+10	4.525E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	240,039.4	1,799.8	1.381E+08	1.790E+11	4.274E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 138,111,050.0 / 240,039.4 = 575.368 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 575.368 = 399.316 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,739,569,328.5 + 179,015,198,937.9 - 240,039.4 × 575.368² = 1.423E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh3} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 575.368 = 614.632 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 614.632 - 240.0 = 374.632 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh3} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 575.368 = 464.632 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 464.632 - (90.0+50.0) = 324.632 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 575.368 = 336.632 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 336.632 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,487.368 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,368,231.1 + (4.638+3.635)/2 × 317,000.0 × 365.9 / 361.2 = 2.696E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,696,498.7 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.311E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,311,284.6 × 399.3 = 9.229E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h3} = E_h / (1 + \phi_{d1} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 1.5 / 2) = 18,801.143 MPa

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.675 + 5.412 + 1.323 + -1.360 + -0.736 = 9.313 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.906 + 4.522 + 0.893 + -1.047 + -0.733 = 7.541 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,311,285/240,039 + -0.052 \times 922,933,845 \times 615/142,290,070,454)$ = **1.346** MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,311,285/240,039 + -0.052 \times 922,933,845 \times 375/142,290,070,454)$ = **1.357** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,311,284.6/240,039.4 + -0.052 \times 922,933,845.1 \times 464.6/142,290,070,453.6)$

$- 18,801.1 \times 9.313 \times 1.5/32,902.0$ = **-7.110** MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,311,284.6/240,039.4 + -0.052 \times 922,933,845.1 \times 324.6/142,290,070,453.6)$

$- 18,801.1 \times 7.541 \times 1.5/32,902.0$ = **-5.586** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,311,284.6/240,039.4 + -0.052 \times 922,933,845.1 \times 336.6/142,290,070,453.6$ = **9.514** MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,311,284.6/240,039.4 + -0.052 \times 922,933,845.1 \times -1,487.4/142,290,070,453.6$ = **10.135** MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h4} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 1.5 / 2) = 15.500

구 분	n	$A_{vh4}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh4}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	15.5	20,451.6	974.7	1.993E+07	1.943E+10	3.168E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	231,274.5	1,799.8	1.296E+08	1.707E+11	4.273E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 129,567,962.4 / 231,274.5 = 560.235 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 560.235 = 414.450 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,725,993,011.8 + 170,688,383,549.5 - 231,274.5 × 560.235² = 1.408E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh4} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 560.235 = 629.765 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 629.765 - 240.0 = 389.765 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh4} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 560.235 = 479.765 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 479.765 - (90.0+50.0) = 339.765 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 560.235 = 351.765 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 351.765 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,472.235 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhe} = E_s \cdot \varepsilon_h \cdot A_h/n_{h4}$ = 205,000.0×0.000225×317,000.0 / 15.5 = 9.433E+05 N

▪ P_{ve}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhe} = P_{vhe} \times d_{h,hs}$ = 943,330.6 × 414.4 = 3.910E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h4} = E_s / n_{h4}$ = 205,000.0 / 15.5 = 13,225.806 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cu,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/231,274+-0.052×390,963,323×630/140,825,919,754) = **0.570** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/231,274+-0.052×390,963,323×390/140,825,919,754) = **0.575** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/231,274.5 + -0.052\times390,963,322.8\times479.8/140,825,919,754.2)$

$- 13,225.8\times0.000225 = \mathbf{-2.717}$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/231,274.5 + -0.052\times390,963,322.8\times339.8/140,825,919,754.2)$

$- 13,225.8\times0.000225 = \mathbf{-2.716}$ MPa

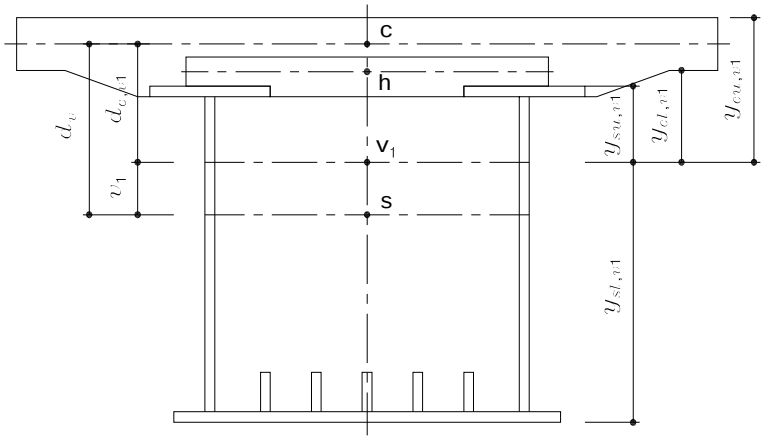
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/231,274.5 + -0.052\times390,963,322.8\times351.8/140,825,919,754.2 = \mathbf{4.028}$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/231,274.5 + -0.052\times390,963,322.8\times-1,472.2/140,825,919,754.2 = \mathbf{4.293}$ MPa



(9) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k_2 = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$d_{vc} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 608.771 = 480.966 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (581.2 + 341.229) / 2 = 461.229 mm

구 분	n	$A_{v1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	14.0	61,071.4	1,089.7	6.655E+07	7.252E+10	2.452E+08	
합 계	-	200,880.5	1,799.8	9.292E+07	1.273E+11	4.253E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 92,916,983.1 / 200,880.5 = 462.549 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 462.549 = 627.188 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 42,528,264,349.6 + 127,308,304,608.0 - 200,880.5 × 462.549² = 1.269E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v1} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 462.549 = 727.451 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 727.451 - 240.0 = 487.451 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 462.549 = 577.451 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 577.451 - (90.0+50.0) = 437.451 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 462.549 = 449.451 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 449.451 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,374.549 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.579+0.927)/2 \times 855,000.0 \times 480.966/461.229$ = 1.117E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,117,285.8 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.117E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,117,285.8 \times 627.2$ = 7.007E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

$f_{cu,v}$ = = 1.579 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.927 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,117,285.8/200,880.5 + -0.052 \times 700,748,448.1 \times 727.5/126,857,945,158.2)$

$- 13,902.0 \times 1.579 \times 2.0/27,804.0$ = **-1.197** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,117,285.8/200,880.5 + -0.052 \times 700,748,448.1 \times 487.5/126,857,945,158.2)$

$- 13,902.0 \times 0.927 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.540** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,117,286/200,880 + -0.052 \times 700,748,448 \times 577/126,857,945,158)$ = **0.870** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,117,286/200,880 + -0.052 \times 700,748,448 \times 437/126,857,945,158)$ = **0.877** MPa

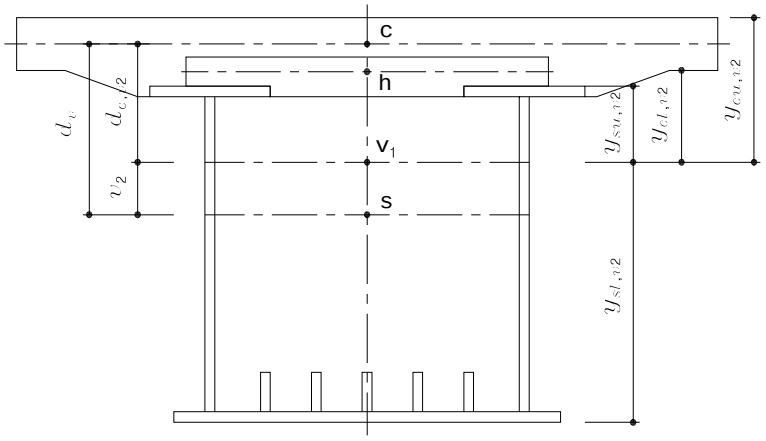
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,117,285.8/200,880.5 + -0.052 \times 700,748,448.1 \times 449.5/126,857,945,158.2$ = **5.433** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,117,285.8/200,880.5 + -0.052 \times 700,748,448.1 \times -1,374.5/126,857,945,158.2$ = **5.957** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

구 분	n	$A_{v2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	21.0	40,714.3	1,089.7	4.437E+07	4.835E+10	1.635E+08	
합 계	-	180,523.3	1,799.8	7.073E+07	1.031E+11	4.245E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 70,733,054.6 / 180,523.3 = 391.822 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 391.822 = 697.915 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 42,446,515,759.4 + 103,133,660,341.1 - 180,523.3 × 391.822² = 1.179E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v2} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 391.822 = 798.178 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 798.178 - 240.0 = 558.178 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 391.822 = 648.178 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 648.178 - (90.0+50.0) = 508.178 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 391.822 = 520.178 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 520.178 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,303.822 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×855,000.0 / 21.0 = 2.254E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,253,535.7 × 697.9 = 1.573E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/798.2)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.068** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/558.2)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.060** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/648.2)$ = **1.941** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/508.2)$ = **1.957** MPa

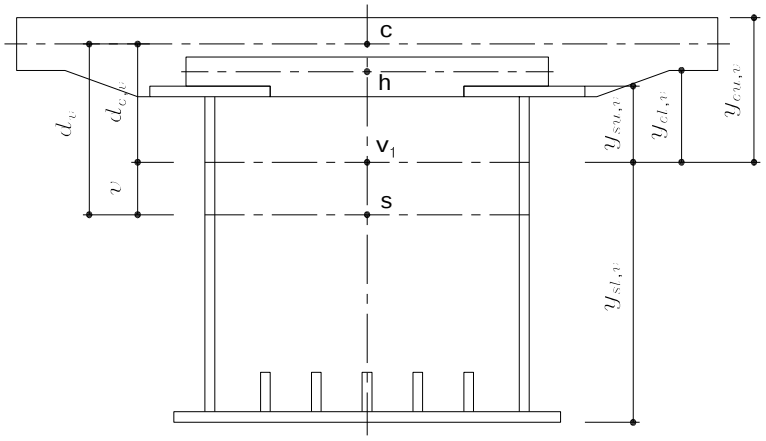
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times 520.2/117,865,390,753.7$ = **12.122** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/180,523.3 + -0.052 \times 1,572,775,434.7 \times -1,303.8/117,865,390,753.7$ = **13.388** MPa



(11) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

▪ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

$d_{h,v} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 608.771 = 365.913 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 608.771 = 480.966 mm

▪ 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vc1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×317,000.0 / 6.2 = 1.258E+06 N

▪ SLAB 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vh2} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×855,000.0 / 7.0 = 3.005E+06 N

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = P_{vc1} + P_{vh2}$ = 1,257,774.2 + 3,004,714.285714 = 4.262E+06 N

▪ P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×365.9 + 3,004,714.3×481.0 = 1.905E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,951.9 + -0.052×1,905,400,649.7×581.2/145,525,752,053.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.068** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,951.9 + -0.052×1,905,400,649.7×341.2/145,525,752,053.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.045** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,951.9 + -0.052×1,905,400,649.7×431.2/145,525,752,053.5)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.371** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,951.9 + -0.052×1,905,400,649.7×291.2/145,525,752,053.5)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.356** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,951.9 + -0.052 \times 1,905,400,649.7 \times 303.2/145,525,752,053.5 =$ **16.066** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,951.9 + -0.052 \times 1,905,400,649.7 \times -1,520.8/145,525,752,053.5 =$ **17.307** MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 364.471/43,200.0 + 71.875/105,269,009.6 + 384.437/105,923,872.7 =$ 12.749 MPa

※ $\upsilon =$ **12.7 MPa** ≤ $\upsilon_a =$ 125.0 MPa ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 364.471/43,200.0 + 71.875/105,269,009.6 + 384.437/105,923,872.7 =$ 12.749 MPa

※ $\upsilon =$ **12.7 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a =$ 150.0 MPa ····· **O.K !!**

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w/2 + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt}/2 + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 367.081/43,200.0 + 71.875/105,269,009.6 + 397.816/105,923,872.7 =$ 12.936 MPa

※ $\upsilon =$ **12.9 MPa** ≤ $1.25\upsilon_a =$ 156.3 MPa ····· **O.K !!**

(13) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$ = 1.000

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.1)

- 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b / 10.5$ = 10.3 mm $\leq t_u$ = 12 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 16$ = 6.8 mm $\leq t_u$ = 12 mm $\geq b / 10.5$ = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 296.3 MPa

- 허용 휨 압축응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	21,600.0	mm^2	A_w/A_c = 4.500 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,800.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.291		

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0 ≤ 27.0

⇒② f_{ca} = 215.0 - 2.4 ($K \cdot l/b$ - 7.5) = 215.0-2.4×(2.291×2,400.0/400.0-7.5) = 200.3 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 200.3 MPa

∴ f_{ca} = **215.0** MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

- SLAB 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890 MPa

- Half-Deck 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 20.000 MPa (f_{ck} = 50.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 2.500 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	10.086	8.428	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	7.990	6.647	20.000	20.000
1+2+3+5+6	4.197	2.464	10.800	10.800	11.506	9.022	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	2.848	1.797	10.800	10.800	4.491	3.553	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	1.780	0.751	12.420	12.420	3.119	2.197	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	3.917	2.842	12.420	12.420	5.862	4.909	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.576	0.925	13.500	13.500	3.899	3.017	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	4.196	2.463	13.500	13.500	6.093	4.499	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	2.847	1.796	13.500	13.500	-0.922	-0.969	3.125	3.125
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	1.778	0.751	14.580	14.580	-2.293	-2.325	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	3.915	2.841	14.580	14.580	0.449	0.386	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	53.135	-80.837	200.318	215.000
1+5+6	59.527	-73.554	215.000	215.000
1+2+3+5+6	74.855	-150.430	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	105.953	-116.657	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	122.018	-99.350	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	89.887	-133.965	279.500	247.250
1+2+4+5+6	36.775	-59.052	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	46.342	-107.031	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	77.439	-73.259	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	93.504	-55.951	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	61.373	-90.566	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(14) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.070	0.141	0.010	0.010	0.081	0.152	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.077	0.117	0.010	0.010	0.087	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.121	0.490	0.010	0.010	0.132	0.500	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.184	0.294	0.010	0.010	0.194	0.305	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.191	0.161	0.010	0.010	0.201	0.172	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.103	0.294	0.010	0.010	0.114	0.304	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.019	0.048	0.007	0.007	0.026	0.056	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.030	0.159	0.007	0.007	0.037	0.165	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.083	0.074	0.007	0.007	0.090	0.081	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.104	0.037	0.007	0.007	0.111	0.044	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.045	0.097	0.007	0.007	0.052	0.104	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{122.018}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{12.749}{125.000}\right)^2 = 0.191 + 0.010 = 0.201 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-150.430}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{12.749}{125.000}\right)^2 = 0.490 + 0.010 = 0.500 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(15) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 6.8 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

t_{min} = Rib간격/80 = 2,400.0 / (3 × 80) = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

- 합 성 전

t_{min} = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 53.135) = 2.01 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 606.5 /(206 ×1.200) = 2.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 122.018) = 1.33 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

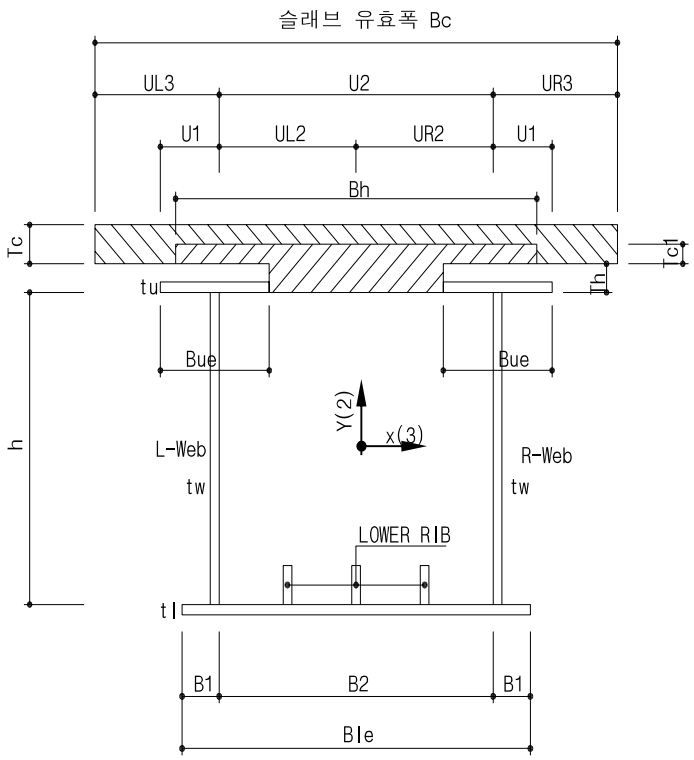
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	13.112	10.956	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	11.016	9.176	30.000	O.K !!
1+2+3+11	6.614	3.465	16.200	O.K !!	18.176	13.946	30.000	O.K !!
1+2+3-11	8.750	5.555	16.200	O.K !!	20.918	16.658	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	7.682	4.510	16.200	O.K !!	17.451	13.522	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	6.333	3.842	16.200	O.K !!	10.435	8.053	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	5.264	2.797	16.200	O.K !!	9.064	6.697	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	7.401	4.887	16.200	O.K !!	11.806	9.409	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	2.050	1.203	16.200	O.K !!	5.698	4.457	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	6.612	3.464	16.200	O.K !!	18.175	13.946	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	8.749	5.554	16.200	O.K !!	20.917	16.657	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	7.680	4.509	16.200	O.K !!	10.415	7.642	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	6.331	3.841	16.200	O.K !!	3.399	2.174	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	5.263	2.796	16.200	O.K !!	2.028	0.818	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	7.400	4.887	16.200	O.K !!	4.770	3.529	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	69.075	-105.088	355.000	O.K !!
1+5+6	75.468	-97.805	355.000	O.K !!
1+2+3+11	113.195	-228.478	355.000	O.K !!
1+2+3-11	81.064	-263.093	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	103.521	-238.503	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	134.619	-204.730	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	150.684	-188.665	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	117.311	-222.038	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	45.893	-78.968	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	113.189	-228.451	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	81.058	-263.066	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	66.455	-182.093	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	97.552	-148.321	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	113.618	-131.013	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	81.487	-165.628	355.000	O.K !!

[G1 : 최대모멘트] : 절점 34 로 부터 이격거리 1.248 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	400.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
E_h : Half-Deck 콘크리트의 탄성계수	MPa	32,902.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
ε_h : Half-Deck 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000225
ε_{hs} : Half-Deck 콘크리트의 초기건조수축율	-	0.000045
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
ϕ_{d1} : Half-Deck 콘크리트의 최종 크리프 계수	-	1.5
ϕ_{d0} : Half-Deck 콘크리트의 초기 크리프 계수	-	0.5
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
n_h : 강과 Half-Deck 콘크리트의 탄성계수비	-	6.2
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_{s1} : 합성전 고정하중(자중)에 의한 모멘트	kN·m	1,072.122
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	1,977.877
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,119.461
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	36.050
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,988.620
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-54.610
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-30.480
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-12.209
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-324.518
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	3.197
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-57.792
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	52.541
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	440.730

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

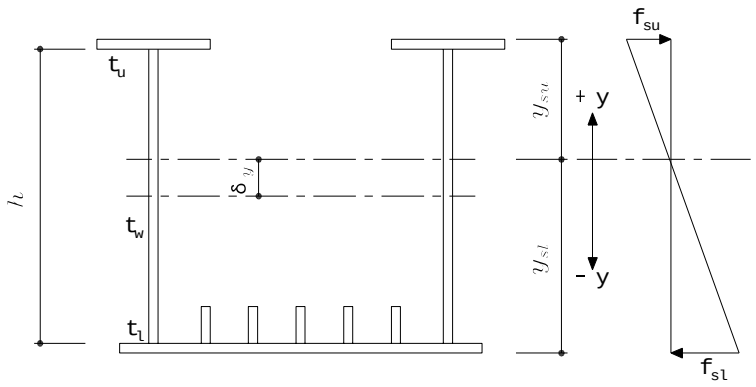
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		88,080.0	-	-2.297E+07	3.633E+10	1.167E+10
RC. SLAB	1 - 2,500.0 × 150.0	375,000.0	1,115.0	4.181E+08	4.662E+11	7.031E+08
RC. SLAB	1 - 950.0 × 240.0	228,000.0	1,070.0	2.440E+08	2.610E+11	1.094E+09
RC. SLAB	1 - 1,050.0 × 240.0	252,000.0	1,070.0	2.696E+08	2.885E+11	1.210E+09
SLAB 단면 합계		855,000.0	-	9.317E+08	1.016E+12	3.007E+09
Half-deck	1 - 2,500.0 × 90.0	225,000.0	995.0	2.239E+08	2.228E+11	1.519E+08
	1 - 1,840.0 × 50.0	92,000.0	925.0	8.510E+07	7.872E+10	1.917E+07
Half-deck 단면 합계		317,000.0	-	3.090E+08	3.015E+11	1.710E+08

※ A_s = 88,080.0 mm^2 A_{c1} = 855,000.0 mm^2 A_h = 317,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -22,974,480.0 / 88,080.0 = -260.837 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,245,360.0 + 36,334,360,080.0 - 88,080.0 × -260.837² = 4.201E+10 mm^4

- Half-Deck에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yh} = \sum A_h Y / \sum A_h$ = 308,975,000.0 / 317,000.0 = 974.685 mm

- Half-Deck의 단면2차 모멘트

$I_h = \sum I_{xoh} + \sum A_h Y^2 - A_h \cdot \delta_y$

= 171,041,666.7 + 301,473,125,000.0 - 317,000.0 × 974.685² = 4.910E+08 mm^4

- 합성 단면에 의한 도심축 이동량

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-22,974,480.0 + 308,975,000.0/6.2) / (88,080.0 + 317,000.0/6.2) = 192.949 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,245,360.0+171,041,666.7/6.2)+(36,334,360,080.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(88,080.0+317,000.0/6.2)×192.9² = 9.148E+10 mm^4

- 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 192.949 = 847.051 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 847.1 - (90.0+50.0) = 707.051 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 192.949 = 719.051 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 192.949 } = -1,104.949 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,072.12×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **1.601** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,072.12×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **1.337** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,977.88×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **2.954** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,977.88×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **2.466** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,072.12×719.1/91,475,251,058.1 = **8.428** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,072.12×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-12.950** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,977.88×719.1/91,475,251,058.1 = **15.547** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,977.88×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-23.891** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

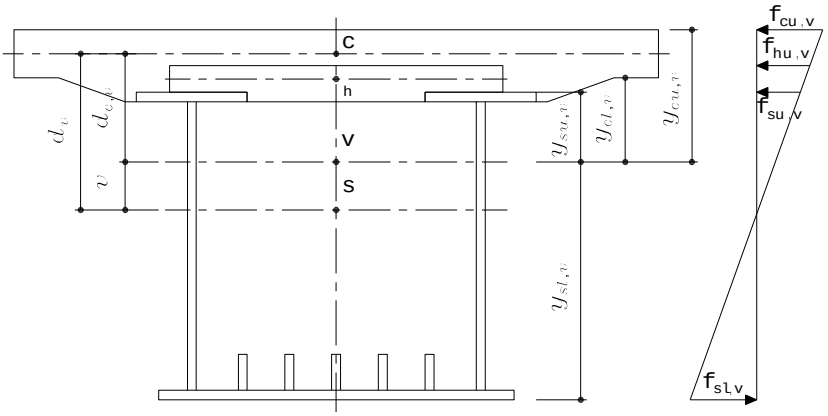
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s / Gh$ = 79,000.0 / 14,100.9 = 5.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 54.610 / 43,200.0 + 3.197 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **1.295** MPa



(2) 합 성 후

▪ SLAB에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yc} = \sum A_c Y \;/\; \sum A_c$ = 931,725,000.0 / 855,000.0 = 1,089.737 mm

▪ SLAB의 단면2차 모멘트

$I_c = \sum I_{xoc} + \sum A_c Y^2 - A_c \cdot \delta_{yc}^2$

= 3,007,125,000.0 + 1,015,761,375,000.0 − 855,000.0 × 1,089.737² = 3.433E+09 mm^4

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_v(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	261,351.9	1,803.6	1.600E+08	1.996E+11	4.258E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 159,963,768.8 / 261,351.9 = 612.063 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,582,708,927.9 + 199,613,538,601.2 − 261,351.9 × 612.063² = 1.443E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v} = h/2 + (T_c + T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) − 612.063 = 577.937 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 577.937 − 240.0 = 337.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v} = h/2 + (T_{c1} + T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) − 612.063 = 427.937 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1} + T_h)$ = 427.937 − (90.0+50.0) = 287.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 − 612.063 = 299.937 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h + t_u + t_l)$ = 299.937 − (1,800.0+12.0+12.0) = -1,524.063 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 1,119.46×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **0.641** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 1,119.46×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **0.375** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1,119.46×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **0.536** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 1,119.46×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **0.360** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1,119.46×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **2.327** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 1,119.46×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **-11.824** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F_v = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 30.480 / 43,200.0 + 57.792 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **1.251** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 3,988.62×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **2.282** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 3,988.62×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **1.335** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 3,988.62×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **1.908** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 3,988.62×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **1.284** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 3,988.62×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **8.291** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 3,988.62×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **-42.130** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 324.518 / 43,200.0 + 440.730 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **11.673** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -12.21×577.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **-0.007** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -12.21×337.9/(144,288,375,492.3×7.0) = **-0.004** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -12.21×427.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **-0.006** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -12.21×287.9/(144,288,375,492.3×6.2) = **-0.004** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -12.21×299.9/(144,288,375,492.3×1.0) = **-0.025** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -12.21×-1,524.1/(144,288,375,492.3×1.0) = **0.129** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 12.209 / 43,200.0 + 52.541 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.779** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.568 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h1} = n_h \cdot (1 + \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 0.5 / 2) = 7.750

$d_{vh1} = \delta_{yh} - \delta_{ys}$ = 974.685 - -260.837 = 1,235.521 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,235.5×88,080.0/(88,080.0+317,000.0/6.2) = 781.736 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	128,983.2		1.689E+07	4.485E+10	4.208E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 16,893,261.9 / 128,983.2 = 130.973 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 130.973 = 843.712 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,076,378,350.4 + 44,851,055,046.6 - 128,983.2 × 130.973² = 8.471E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 130.973 = 909.027 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 909.027 - (90.0+50.0) = 769.027 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 130.973 = 781.027 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 781.027 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,042.973 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 1,072.1 × 781.7 × 317,000.0 / (6.2 × 91,475,251,058.1) = 4.685E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 468,455.4 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 1.874E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 187,382.1 × 843.7 = 1.581E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h1} = E_h / (1 + \phi_{d0} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 0.5 / 2) = 26,321.600 MPa

▪ Half-Deck 상·하부 플랜지에 작용하는 응력

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,072.12×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 1.601 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,072.12×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 1.337 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

= (1/7.8)×(187,382.1/128,983.2 + 0.568×158,096,562.3×909.0/84,714,879,810.8)

- 26,321.6×1.601×0.5/32,902.0 = **-0.329** MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

= (1/7.8)×(187,382.1/128,983.2 + 0.568×158,096,562.3×769.0/84,714,879,810.8)

$- 26,321.6 \times 1.337 \times 0.5 / 32,902.0 = \mathbf{-0.242}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 187,382.1/128,983.2 + 0.568 \times 158,096,562.3 \times 781.0/84,714,879,810.8 = \mathbf{2.281}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 187,382.1/128,983.2 + 0.568 \times 158,096,562.3 \times -1,043.0/84,714,879,810.8 = \mathbf{0.347}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.568 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h2} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 0.5 / 2) = 9.300

구 분	n	$A_{vh2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	122,166.0		1.025E+07	3.837E+10	4.207E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 10,248,638.3 / 122,166.0 = 83.891 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 83.891 = 890.793 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,065,818,993.0 + 38,374,643,077.9 - 122,166.0 × 83.891² = 7.958E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 83.891 = 956.109 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 956.109 - (90.0+50.0) = 816.109 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 83.891 = 828.109 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 828.109 - (1,800.0+12.0+12.0) = -995.891 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhi} = E_s \cdot \varepsilon_{hs} \cdot A_h / n_{h2}$ = 205,000.0×0.000045×317,000.0 / 9.3 = 3.144E+05 N

▪ P_{vhi}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhi} = P_{vhi} \times d_{h,hs}$ = 314,443.5 × 890.8 = 2.801E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h2} = E_s / n_{h2}$ = 205,000.0 / 9.3 = 22,043.011 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.568×280,104,260.4×956.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.510** MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.568×280,104,260.4×816.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.540** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.568×280,104,260.4×828.1/79,580,692,838.0 = **4.230** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.568×280,104,260.4×-995.9/79,580,692,838.0 = **0.582** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.561 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h3} = n_h \cdot (1 + \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 1.5 / 2) = 10.850

$d_{vh2} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 612.063 = 362.622 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (427.9 + 287.9) / 2 = 357.937 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh3}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh3}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	10.9	29,216.6	974.7	2.848E+07	2.776E+10	4.525E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	239,439.4	1,803.6	1.386E+08	1.788E+11	4.255E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 138,606,050.0 / 239,439.4 = 578.877 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 578.877 = 395.807 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,548,768,136.2 + 178,796,500,130.3 - 239,439.4 × 578.877² = 1.411E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh3} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 578.877 = 611.123 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 611.123 - 240.0 = 371.123 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh3} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 578.877 = 461.123 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 461.123 - (90.0+50.0) = 321.123 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 578.877 = 333.123 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 333.123 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,490.877 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 468,455.4 + (2.651+2.045)/2 × 317,000.0 × 362.6 / 357.9 = 1.223E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 1,222,500.4 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 1.048E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 1,047,857.5 × 395.8 = 4.147E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h3} = E_h / (1 + \phi_{d1} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 1.5 / 2) = 18,801.143 MPa

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 1.601 + 2.954 + 0.536 + -0.329 + -0.510 = 4.253 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 1.337 + 2.466 + 0.360 + -0.242 + -0.540 = 3.381 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (1,047,857/239,439+0.561 \times 414,749,624 \times 611/141,109,378,466) = \mathbf{0.769}$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (1,047,857/239,439+0.561 \times 414,749,624 \times 371/141,109,378,466) = \mathbf{0.713}$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (1,047,857.5/239,439.4 + 0.561 \times 414,749,624.5 \times 461.1/141,109,378,465.6)$

$- 18,801.1 \times 4.253 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-3.172}$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (1,047,857.5/239,439.4 + 0.561 \times 414,749,624.5 \times 321.1/141,109,378,465.6)$

$- 18,801.1 \times 3.381 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-2.446}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 1,047,857.5/239,439.4+0.561 \times 414,749,624.5 \times 333.1/141,109,378,465.6 = \mathbf{4.926}$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 1,047,857.5/239,439.4+0.561 \times 414,749,624.5 \times -1,490.9/141,109,378,465.6 = \mathbf{1.916}$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.561 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h4} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 1.5 / 2) = 15.500

구 분	n	$A_{vh4}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh4}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	15.5	20,451.6	974.7	1.993E+07	1.943E+10	3.168E+07	
SLAB	7.0	122,142.9	1,089.7	1.331E+08	1.450E+11	4.905E+08	
합 계	-	230,674.5	1,803.6	1.301E+08	1.705E+11	4.254E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 130,062,962.4 / 230,674.5 = 563.838 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 563.838 = 410.847 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,535,191,819.4 + 170,469,684,741.9 - 230,674.5 × 563.838² = 1.397E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh4} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 563.838 = 626.162 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 626.162 - 240.0 = 386.162 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh4} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 563.838 = 476.162 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 476.162 - (90.0+50.0) = 336.162 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 563.838 = 348.162 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 348.162 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,475.838 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhe} = E_s \cdot \varepsilon_h \cdot A_h/n_{h4}$ = 205,000.0×0.000225×317,000.0 / 15.5 = 9.433E+05 N

▪ P_{ve}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhe} = P_{vhe} \times d_{h,hs}$ = 943,330.6 × 410.8 = 3.876E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h4} = E_s / n_{h4}$ = 205,000.0 / 15.5 = 13,225.806 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cu,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/230,674+0.561×387,564,418×626/139,670,475,126) = **0.724** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/230,674+0.561×387,564,418×386/139,670,475,126) = **0.670** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/230,674.5 + 0.561\times 387,564,418.1\times 476.2/139,670,475,125.7)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.664$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/230,674.5 + 0.561\times 387,564,418.1\times 336.2/139,670,475,125.7)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.678$ MPa

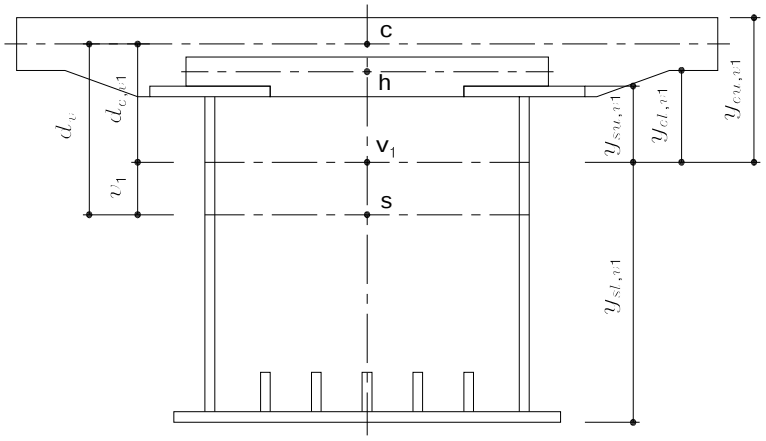
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/230,674.5 + 0.561\times 387,564,418.1\times 348.2/139,670,475,125.7 = 4.632$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/230,674.5 + 0.561\times 387,564,418.1\times -1,475.8/139,670,475,125.7 = 1.790$ MPa



(9) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k_2 = 0.561 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$d_{vc} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 612.063 = 477.674 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (577.9 + 337.937) / 2 = 457.937 mm

구 분	n	$A_{v1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	14.0	61,071.4	1,089.7	6.655E+07	7.252E+10	2.452E+08	
합 계	-	200,280.5	1,803.6	9.341E+07	1.271E+11	4.234E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 93,411,983.1 / 200,280.5 = 466.406 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 466.406 = 623.331 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 42,337,463,157.2 + 127,089,605,800.4 - 200,280.5 × 466.406² = 1.259E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v1} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 466.406 = 723.594 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 723.594 - 240.0 = 483.594 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 466.406 = 573.594 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 573.594 - (90.0+50.0) = 433.594 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 466.406 = 445.594 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 445.594 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,378.406 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (0.641+0.375)/2 \times 855{,}000.0 \times 477.674/457.937$ = 4.527E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 452{,}665.4 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 4.527E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 452{,}665.4 \times 623.3$ = 2.822E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27{,}804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

$f_{cu,v}$ = = 0.641 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.375 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (452{,}665.4/200{,}280.5 + 0.561 \times 282{,}160{,}389.7 \times 723.6/125{,}859{,}171{,}436.3)$

$- 13{,}902.0 \times 0.641 \times 2.0/27{,}804.0$ = **-0.414** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (452{,}665.4/200{,}280.5 + 0.561 \times 282{,}160{,}389.7 \times 483.6/125{,}859{,}171{,}436.3)$

$- 13{,}902.0 \times 0.375 \times 2.0/27{,}804.0$ = **-0.170** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (452{,}665/200{,}280 + 0.561 \times 282{,}160{,}390 \times 574/125{,}859{,}171{,}436)$ = **0.481** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (452{,}665/200{,}280 + 0.561 \times 282{,}160{,}390 \times 434/125{,}859{,}171{,}436)$ = **0.452** MPa

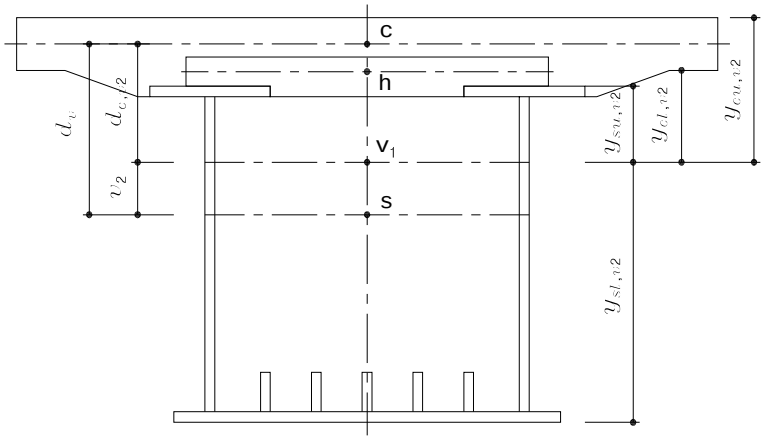
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 452{,}665.4/200{,}280.5 + 0.561 \times 282{,}160{,}389.7 \times 445.6/125{,}859{,}171{,}436.3$ = **2.821** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 452{,}665.4/200{,}280.5 + 0.561 \times 282{,}160{,}389.7 \times -1{,}378.4/125{,}859{,}171{,}436.3$ = **0.527** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.561 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

구 분	n	$A_{v2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	21.0	40,714.3	1,089.7	4.437E+07	4.835E+10	1.635E+08	
합 계	-	179,923.3	1,803.6	7.123E+07	1.029E+11	4.226E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 71,228,054.6 / 179,923.3 = 395.880 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 395.880 = 693.857 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 42,255,714,567.0 + 102,914,961,533.5 - 179,923.3 × 395.880² = 1.170E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v2} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 395.880 = 794.120 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 794.120 - 240.0 = 554.120 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 395.880 = 644.120 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 644.120 - (90.0+50.0) = 504.120 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 395.880 = 516.120 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 516.120 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,307.880 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×855,000.0 / 21.0 = 2.254E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,253,535.7 × 693.9 = 1.564E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.561 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/794.1)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.756$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.561 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/554.1)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.841$ MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.561 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/644.1) = 2.799$ MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/179,923.3 + 0.561 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/504.1) = 2.630$ MPa

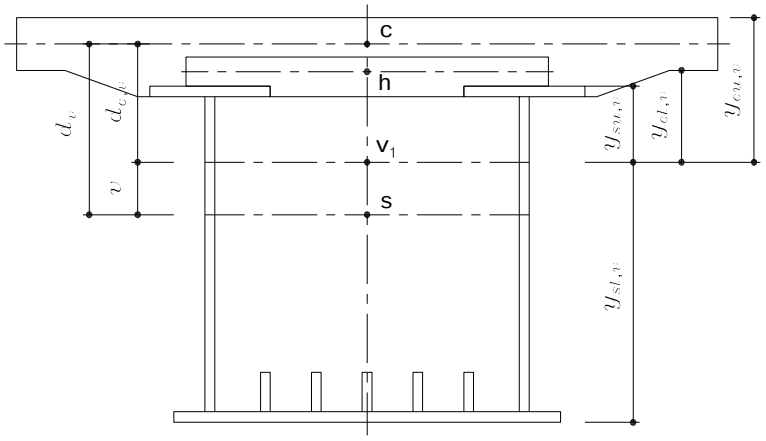
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/179,923.3 + 0.561 \times 1,563,631,031.0 \times 516.1/116,972,909,330.3 = 16.395$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/179,923.3 + 0.561 \times 1,563,631,031.0 \times -1,307.9/116,972,909,330.3 = 2.717$ MPa



(11) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

$d_{h,v} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 612.063 = 362.622 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 612.063 = 477.674 mm

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- Half-Deck 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vc1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×317,000.0 / 6.2 = 1.258E+06 N

- SLAB 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vh2} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×855,000.0 / 7.0 = 3.005E+06 N

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = P_{vc1} + P_{vh2}$ = 1,257,774.2 + 3,004,714.285714 = 4.262E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×362.6 + 3,004,714.3×477.7 = 1.891E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.561×1,891,370,294.0×577.9/144,288,375,492.3)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.399** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.561×1,891,370,294.0×337.9/144,288,375,492.3)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.652** MPa

- Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.561×1,891,370,294.0×427.9/144,288,375,492.3)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.810** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,262,488.5/261,351.9 + 0.561×1,891,370,294.0×287.9/144,288,375,492.3)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.976** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,351.9+0.561 \times 1,891,370,294.0 \times 299.9/144,288,375,492.3 = \mathbf{18.515}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/261,351.9+0.561 \times 1,891,370,294.0 \times -1,524.1/144,288,375,492.3 = \mathbf{5.102}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 409.608/43,200.0 + 3.197/105,269,009.6 + 498.522/105,923,872.7 = 14.218$ MPa

※ υ = **14.2** MPa ≤ υ_a = **125.0** MPa ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 409.608/43,200.0 + 3.197/105,269,009.6 + 498.522/105,923,872.7 = 14.218$ MPa

※ υ = **14.2** MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0** MPa ····· **O.K !!**

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 415.713/43,200.0 + 3.197/105,269,009.6 + 524.792/105,923,872.7 = 14.608$ MPa

※ υ = **14.6** MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = **156.3** MPa ····· **O.K !!**

(13) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$ = 1.000

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.1)

- 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b / 10.5$ = 10.3 mm $\leq t_u$ = 12 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 16$ = 6.8 mm $\leq t_u$ = 12 mm $\geq b / 10.5$ = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 296.3 MPa

- 허용 휨 압축응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	21,600.0	mm^2	A_w/A_c = 4.500 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,800.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.291		

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0 ≤ 27.0

⇒② f_{ca} = 215.0 - 2.4 ($K \cdot l/b$ - 7.5) = 215.0-2.4×(2.291×2,400.0/400.0-7.5) = 200.3 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 200.3 MPa

∴ f_{ca} = **215.0** MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

- SLAB 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890 MPa

- Half-Deck 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 20.000 MPa (f_{ck} = 50.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 2.500 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	4.555	3.802	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	3.717	3.021	20.000	20.000
1+2+3+5+6	2.923	1.709	10.800	10.800	6.161	4.665	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	2.246	1.081	10.800	10.800	3.605	2.623	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	1.846	0.429	12.420	12.420	2.795	1.647	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	2.645	1.732	12.420	12.420	4.415	3.599	23.000	23.000
1+2+4+5+6	0.634	0.370	13.500	13.500	1.293	0.911	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	2.919	1.707	13.500	13.500	3.204	2.197	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	2.242	1.079	13.500	13.500	0.648	0.155	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	1.843	0.427	14.580	14.580	-0.162	-0.821	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	2.642	1.730	14.580	14.580	1.458	1.132	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	23.975	-36.842	200.318	215.000
1+5+6	30.487	-35.913	215.000	215.000
1+2+3+5+6	41.105	-89.868	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	69.879	-82.918	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	88.394	-77.817	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	51.364	-88.020	279.500	247.250
1+2+4+5+6	17.241	-23.718	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	25.545	-65.912	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	54.319	-58.963	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	72.834	-53.861	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	35.804	-64.065	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(14) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.014	0.029	0.013	0.013	0.027	0.042	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.020	0.028	0.013	0.013	0.033	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.037	0.175	0.013	0.013	0.049	0.188	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.080	0.149	0.013	0.013	0.093	0.162	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.100	0.099	0.013	0.013	0.113	0.112	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.034	0.127	0.013	0.013	0.047	0.140	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.004	0.008	0.009	0.009	0.013	0.017	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.009	0.060	0.009	0.009	0.018	0.069	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.041	0.048	0.009	0.009	0.050	0.057	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.063	0.034	0.009	0.009	0.072	0.043	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.015	0.049	0.009	0.009	0.024	0.057	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{88.394}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{14.218}{125.000}\right)^2 = 0.100 + 0.013 = 0.113 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-89.868}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{14.218}{125.000}\right)^2 = 0.175 + 0.013 = 0.188 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(15) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 6.8 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

t_{min} = Rib간격/80 = 2,400.0 / (3 × 80) = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

- 합 성 전

t_{min} = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 23.975) = 2.99 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 599.9 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 88.394) = 1.56 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

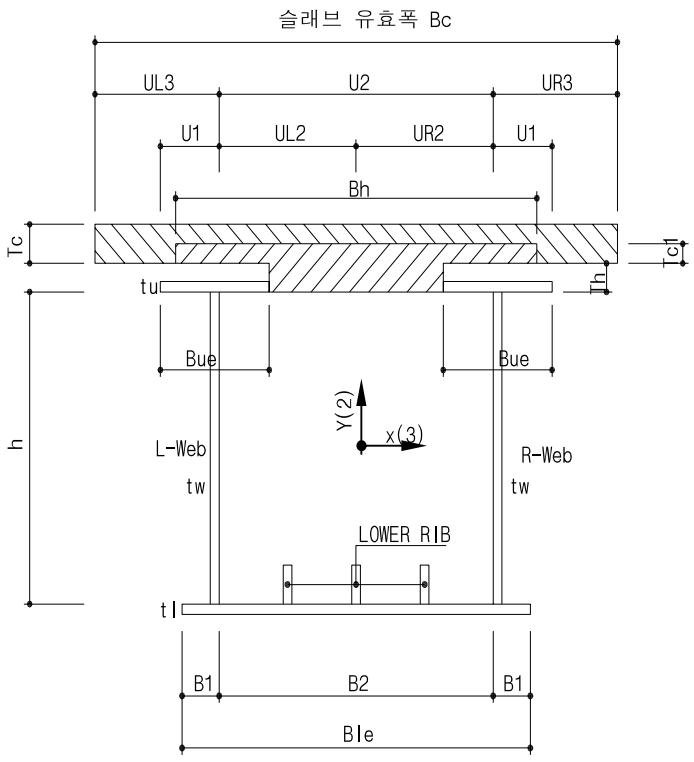
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	5.922	4.943	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	5.084	4.162	30.000	O.K !!
1+2+3+11	5.340	2.705	16.200	O.K !!	9.910	7.195	30.000	O.K !!
1+2+3-11	6.139	4.008	16.200	O.K !!	11.530	9.148	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	5.740	3.356	16.200	O.K !!	9.882	7.390	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	5.063	2.728	16.200	O.K !!	7.326	5.348	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	4.663	2.076	16.200	O.K !!	6.516	4.372	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	5.462	3.379	16.200	O.K !!	8.137	6.325	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	0.826	0.483	16.200	O.K !!	1.934	1.420	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	5.337	2.703	16.200	O.K !!	9.907	7.194	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	6.136	4.006	16.200	O.K !!	11.527	9.146	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	5.736	3.354	16.200	O.K !!	6.039	4.183	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	5.059	2.726	16.200	O.K !!	3.483	2.141	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	4.660	2.074	16.200	O.K !!	2.673	1.165	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	5.459	3.377	16.200	O.K !!	4.293	3.117	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	31.167	-47.894	355.000	O.K !!
1+5+6	37.679	-46.966	355.000	O.K !!
1+2+3+11	70.534	-148.744	355.000	O.K !!
1+2+3-11	33.504	-158.948	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	58.530	-152.918	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	87.304	-145.968	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	105.819	-127.453	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	82.202	-151.070	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	20.467	-31.150	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	70.521	-148.680	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	33.491	-158.883	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	38.306	-121.795	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	67.080	-114.845	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	85.595	-109.743	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	48.565	-119.947	355.000	O.K !!

[G2 : 최대모멘트] : 절점 41 로 부터 이격거리 2.455 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,670.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	400.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
E_h : Half-Deck 콘크리트의 탄성계수	MPa	32,902.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
ε_h : Half-Deck 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000225
ε_{hs} : Half-Deck 콘크리트의 초기건조수축율	-	0.000045
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
ϕ_{d1} : Half-Deck 콘크리트의 최종 크리프 계수	-	1.5
ϕ_{d0} : Half-Deck 콘크리트의 초기 크리프 계수	-	0.5
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
n_h : 강과 Half-Deck 콘크리트의 탄성계수비	-	6.2
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_{s1} : 합성전 고정하중(자중)에 의한 모멘트	kN·m	2,698.728
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,078.776
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,453.863
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	36.947
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,060.038
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	21.691
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	13.903
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	0.352
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	322.338
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-72.773
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-6.593
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-7.617
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-347.812

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

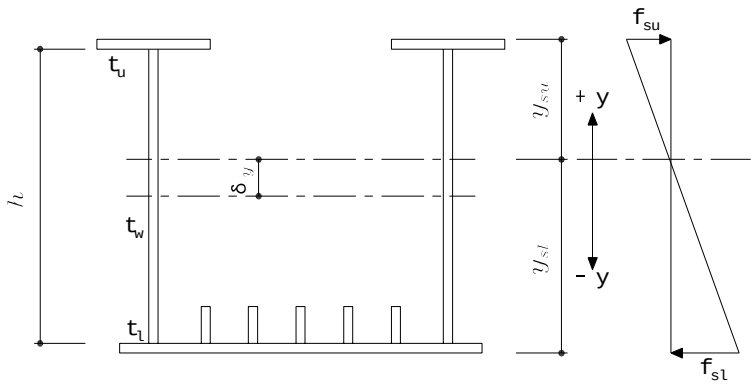
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		88,080.0	-	-2.297E+07	3.633E+10	1.167E+10
RC. SLAB	1 - 2,500.0 × 150.0	375,000.0	1,115.0	4.181E+08	4.662E+11	7.031E+08
RC. SLAB	1 - 1,050.0 × 240.0	252,000.0	1,070.0	2.696E+08	2.885E+11	1.210E+09
RC. SLAB	1 - 1,120.0 × 240.0	268,800.0	1,070.0	2.876E+08	3.077E+11	1.290E+09
SLAB 단면 합계		895,800.0	-	9.754E+08	1.062E+12	3.203E+09
Half-deck	1 - 2,500.0 × 90.0	225,000.0	995.0	2.239E+08	2.228E+11	1.519E+08
	1 - 1,840.0 × 50.0	92,000.0	925.0	8.510E+07	7.872E+10	1.917E+07
Half-deck 단면 합계		317,000.0	-	3.090E+08	3.015E+11	1.710E+08

※ A_s = 88,080.0 mm^2 A_{c1} = 895,800.0 mm^2 A_h = 317,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -22,974,480.0 / 88,080.0 = -260.837 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,245,360.0 + 36,334,360,080.0 - 88,080.0 × -260.837² = 4.201E+10 mm^4

- Half-Deck에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yh} = \sum A_h Y \;/\; \sum A_h$ = 308,975,000.0 / 317,000.0 = 974.685 mm

- Half-Deck의 단면2차 모멘트

$I_h = \sum I_{xoh} + \sum A_h Y^2 - A_h \cdot \delta_y$

= 171,041,666.7 + 301,473,125,000.0 - 317,000.0 × 974.685² = 4.910E+08 mm^4

- 합성 단면에 의한 도심축 이동량

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) \;/\; (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-22,974,480.0 + 308,975,000.0/6.2) / (88,080.0 + 317,000.0/6.2) = 192.949 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,245,360.0+171,041,666.7/6.2)+(36,334,360,080.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(88,080.0+317,000.0/6.2)×192.9² = 9.148E+10 mm^4

- 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 192.949 = 847.051 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 847.1 - (90.0+50.0) = 707.051 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 192.949 = 719.051 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 192.949 } = -1,104.949 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} \;/\; (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,698.73×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **4.031** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} \;/\; (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,698.73×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **3.364** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} \;/\; (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,078.78×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **4.598** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} \;/\; (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,078.78×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **3.838** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 2,698.73×719.1/91,475,251,058.1 = **21.214** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 2,698.73×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-32.598** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,078.78×719.1/91,475,251,058.1 = **24.201** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,078.78×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-37.189** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

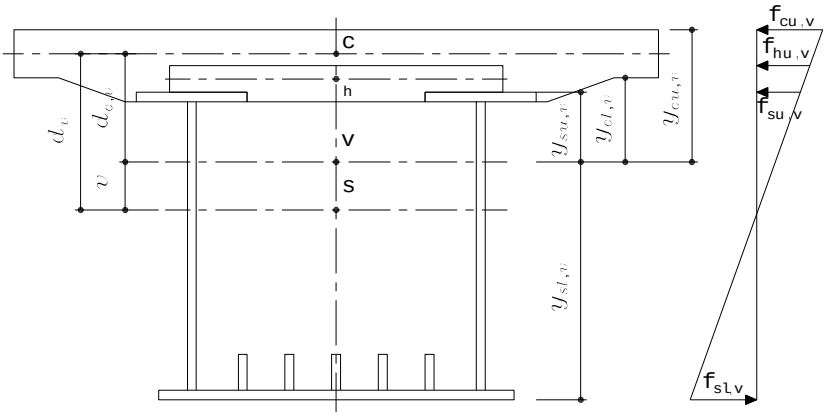
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s / Gh$ = 79,000.0 / 14,100.9 = 5.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 21.691 / 43,200.0 + 72.773 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **1.193** MPa



(2) 합 성 후

▪ SLAB에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yc} = \sum A_c Y \;/\; \sum A_c$ = 975,381,000.0 / 895,800.0 = 1,088.838 mm

▪ SLAB의 단면2차 모멘트

$I_c = \sum I_{xoc} + \sum A_c Y^2 - A_c \cdot \delta_{yc}^2$

= 3,202,965,000.0 + 1,062,473,295,000.0 - 895,800.0 × 1,088.838² = 3.644E+09 mm^4

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_v(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	267,180.5	1,802.7	1.662E+08	2.063E+11	4.261E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 166,200,340.3 / 267,180.5 = 622.053 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,612,853,138.7 + 206,284,502,961.9 - 267,180.5 × 622.053² = 1.455E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 622.053 = 567.947 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 567.947 - 240.0 = 327.947 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 622.053 = 417.947 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 417.947 - (90.0+50.0) = 277.947 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 622.053 = 289.947 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 289.947 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,534.053 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 2,453.86×567.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **1.368** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 2,453.86×327.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **0.790** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,453.86×417.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **1.137** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,453.86×277.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **0.756** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,453.86×289.9/(145,511,977,460.7×1.0) = **4.890** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,453.86×-1,534.1/(145,511,977,460.7×1.0) = **-25.870** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2+UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F_v = (B_u+B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 13.903 / 43,200.0 + 6.593 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.384** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,060.04×567.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **2.264** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,060.04×327.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **1.307** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,060.04×417.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **1.881** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,060.04×277.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **1.251** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,060.04×289.9/(145,511,977,460.7×1.0) = **8.090** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,060.04×-1,534.1/(145,511,977,460.7×1.0) = **-42.803** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2+UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u+B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 322.338 / 43,200.0 + 347.812 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **10.745** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 0.35×567.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **0.000** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 0.35×327.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **0.000** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 0.35×417.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **0.000** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 0.35×277.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **0.000** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 0.35×289.9/(145,511,977,460.7×1.0) = **0.001** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 0.35×-1,534.1/(145,511,977,460.7×1.0) = **-0.004** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 0.352 / 43,200.0 + 7.617 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.080** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.448 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h1} = n_h \cdot (1 + \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 0.5 / 2) = 7.750

$d_{vh1} = \delta_{yh} - \delta_{ys}$ = 974.685 - -260.837 = 1,235.521 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s + A_h/n_h)$ = 1,235.5×88,080.0/(88,080.0+317,000.0/6.2) = 781.736 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	128,983.2		1.689E+07	4.485E+10	4.208E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 16,893,261.9 / 128,983.2 = 130.973 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 130.973 = 843.712 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,076,378,350.4 + 44,851,055,046.6 - 128,983.2 × 130.973² = 8.471E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh1} = h/2 + (T_{c1} + T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 130.973 = 909.027 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c + T_h)$ = 909.027 - (90.0+50.0) = 769.027 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 130.973 = 781.027 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 781.027 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,042.973 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h / (n_h \cdot I_{33})$

= 2,698.7 × 781.7 × 317,000.0 / (6.2 × 91,475,251,058.1) = 1.179E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,179,188.2 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 4.717E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 471,675.3 × 843.7 = 3.980E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h1} = E_h / (1 + \phi_{d0} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 0.5 / 2) = 26,321.600 MPa

▪ Half-Deck 상·하부 플랜지에 작용하는 응력

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,698.73×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 4.031 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,698.73×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 3.364 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

= (1/7.8)×(471,675.3/128,983.2 + 0.448×397,958,086.3×909.0/84,714,879,810.8)
- 26,321.6×4.031×0.5/32,902.0 = **-0.894** MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

= (1/7.8)×(471,675.3/128,983.2 + 0.448×397,958,086.3×769.0/84,714,879,810.8)
- 26,321.6×3.364×0.5/32,902.0 = **-0.665** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

= 471,675.3/128,983.2 + 0.448×397,958,086.3×781.0/84,714,879,810.8 = **5.301** MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

= 471,675.3/128,983.2 + 0.448×397,958,086.3×-1,043.0/84,714,879,810.8 = **1.461** MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.448 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h2} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 0.5 / 2) = 9.300

구 분	n	$A_{vh2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	122,166.0		1.025E+07	3.837E+10	4.207E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 10,248,638.3 / 122,166.0 = 83.891 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 83.891 = 890.793 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,065,818,993.0 + 38,374,643,077.9 - 122,166.0 × 83.891² = 7.958E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 83.891 = 956.109 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 956.109 - (90.0+50.0) = 816.109 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 83.891 = 828.109 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 828.109 - (1,800.0+12.0+12.0) = -995.891 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhi} = E_s \cdot \varepsilon_{hs} \cdot A_h / n_{h2}$ = 205,000.0×0.000045×317,000.0 / 9.3 = 3.144E+05 N

▪ P_{vhi}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhi} = P_{vhi} \times d_{h,hs}$ = 314,443.5 × 890.8 = 2.801E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h2} = E_s / n_{h2}$ = 205,000.0 / 9.3 = 22,043.011 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.448×280,104,260.4×956.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.553** MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.448×280,104,260.4×816.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.577** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.448×280,104,260.4×828.1/79,580,692,838.0 = **3.880** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.448×280,104,260.4×-995.9/79,580,692,838.0 = **1.003** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.432 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h3} = n_h \cdot (1 + \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 1.5 / 2) = 10.850

$d_{vh2} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 622.053 = 352.632 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (417.9 + 277.9) / 2 = 347.947 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh3}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh3}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	10.9	29,216.6	974.7	2.848E+07	2.776E+10	4.525E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	245,268.0	1,802.7	1.448E+08	1.855E+11	4.258E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 144,842,621.4 / 245,268.0 = 590.548 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 590.548 = 384.136 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,578,912,346.9 + 185,467,464,491.0 - 245,268.0 × 590.548² = 1.425E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh3} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 590.548 = 599.452 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 599.452 - 240.0 = 359.452 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh3} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 590.548 = 449.452 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 449.452 - (90.0+50.0) = 309.452 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 590.548 = 321.452 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 321.452 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,502.548 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,179,188.2 + (4.289+3.352)/2 × 317,000.0 × 352.6 / 347.9 = 2.407E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,406,583.3 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.063E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,062,785.7 × 384.1 = 7.924E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h3} = E_h / (1 + \phi_{d1} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 1.5 / 2) = 18,801.143 MPa

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.031 + 4.598 + 1.137 + -0.894 + -0.553 = 8.319 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.364 + 3.838 + 0.756 + -0.665 + -0.577 = 6.717 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,062,786/245,268+0.432 \times 792,390,653 \times 599/142,509,807,076) = 1.407$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,062,786/245,268+0.432 \times 792,390,653 \times 359/142,509,807,076) = 1.325$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,062,785.7/245,268.0 + 0.432 \times 792,390,653.4 \times 449.5/142,509,807,076.4)$

$- 18,801.1 \times 8.319 \times 1.5/32,902.0 = -6.256$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,062,785.7/245,268.0 + 0.432 \times 792,390,653.4 \times 309.5/142,509,807,076.4)$

$- 18,801.1 \times 6.717 \times 1.5/32,902.0 = -4.914$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,062,785.7/245,268.0+0.432 \times 792,390,653.4 \times 321.5/142,509,807,076.4 = 9.182$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,062,785.7/245,268.0+0.432 \times 792,390,653.4 \times -1,502.5/142,509,807,076.4 = 4.803$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.432 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h4} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 1.5 / 2) = 15.500

구 분	n	$A_{vh4}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh4}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	15.5	20,451.6	974.7	1.993E+07	1.943E+10	3.168E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	236,503.0	1,802.7	1.363E+08	1.771E+11	4.257E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 136,299,533.8 / 236,503.0 = 576.312 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 576.312 = 398.373 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,565,336,030.2 + 177,140,649,102.6 - 236,503.0 × 576.312² = 1.412E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh4} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 576.312 = 613.688 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 613.688 - 240.0 = 373.688 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh4} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 576.312 = 463.688 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 463.688 - (90.0+50.0) = 323.688 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 576.312 = 335.688 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 335.688 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,488.312 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhe} = E_s \cdot \varepsilon_h \cdot A_h/n_{h4}$ = 205,000.0×0.000225×317,000.0 / 15.5 = 9.433E+05 N

▪ P_{ve}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhe} = P_{vhe} \times d_{h,hs}$ = 943,330.6 × 398.4 = 3.758E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h4} = E_s / n_{h4}$ = 205,000.0 / 15.5 = 13,225.806 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cu,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/236,503+0.432×375,797,056×614/141,154,932,237) = **0.671** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/236,503+0.432×375,797,056×374/141,154,932,237) = **0.631** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/236,503.0 + 0.432\times 375,797,055.6\times 463.7/141,154,932,237.0)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = \mathbf{-2.684}$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/236,503.0 + 0.432\times 375,797,055.6\times 323.7/141,154,932,237.0)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = \mathbf{-2.694}$ MPa

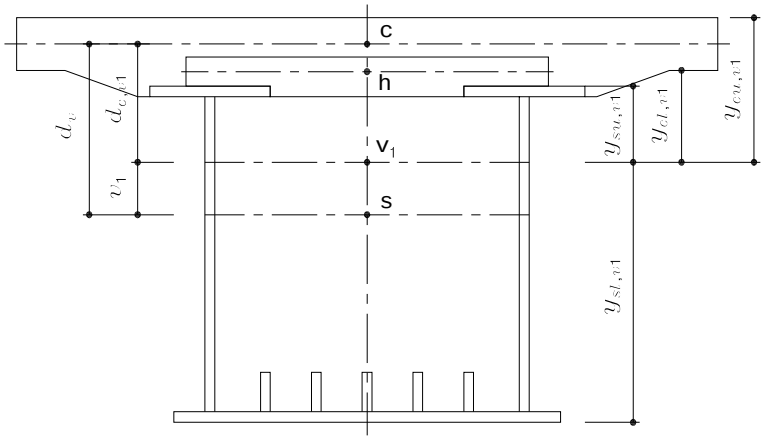
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/236,503.0 + 0.432\times 375,797,055.6\times 335.7/141,154,932,237.0 = \mathbf{4.375}$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/236,503.0 + 0.432\times 375,797,055.6\times -1,488.3/141,154,932,237.0 = \mathbf{2.278}$ MPa



(9) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k_2 = 0.432 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$d_{vc} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 622.053 = 466.785 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (567.9 + 327.947) / 2 = 447.947 mm

구 분	n	$A_{v1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	14.0	63,985.7	1,088.8	6.967E+07	7.586E+10	2.603E+08	
합 계	-	203,194.7	1,802.7	9.653E+07	1.304E+11	4.235E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 96,530,268.8 / 203,194.7 = 475.063 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,088.838 - 475.063 = 613.775 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 42,352,535,262.6 + 130,425,087,980.8 - 203,194.7 × 475.063² = 1.269E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v1} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 475.063 = 714.937 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 714.937 - 240.0 = 474.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 475.063 = 564.937 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 564.937 - (90.0+50.0) = 424.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 475.063 = 436.937 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 436.937 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,387.063 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.368+0.790)/2 \times 895,800.0 \times 466.785/447.947$ = 1.007E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,007,352.9 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.007E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,007,352.9 \times 613.8$ = 6.183E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

$f_{cu,v}$ = = 1.368 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.790 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,007,352.9/203,194.7 + 0.432 \times 618,288,102.1 \times 714.9/126,919,681,725.0)$

$- 13,902.0 \times 1.368 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.907** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,007,352.9/203,194.7 + 0.432 \times 618,288,102.1 \times 474.9/126,919,681,725.0)$

$- 13,902.0 \times 0.790 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.365** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,007,353/203,195 + 0.432 \times 618,288,102 \times 565/126,919,681,725)$ = **0.991** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,007,353/203,195 + 0.432 \times 618,288,102 \times 425/126,919,681,725)$ = **0.944** MPa

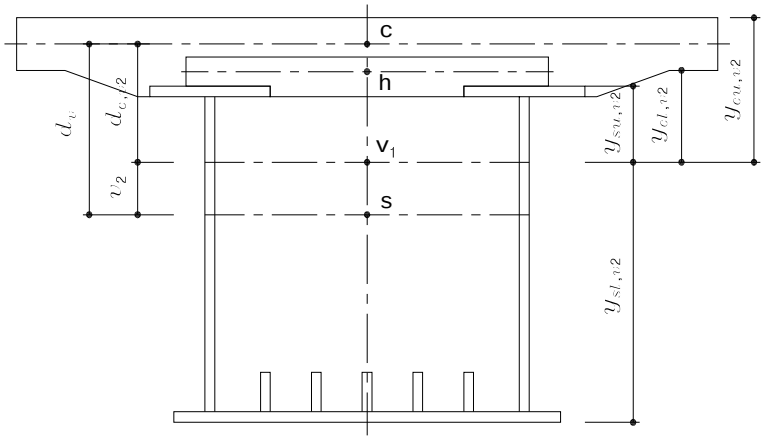
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,007,352.9/203,194.7 + 0.432 \times 618,288,102.1 \times 436.9/126,919,681,725.0$ = **5.877** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,007,352.9/203,194.7 + 0.432 \times 618,288,102.1 \times -1,387.1/126,919,681,725.0$ = **2.039** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.432 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

구 분	n	$A_{v2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	21.0	42,657.1	1,088.8	4.645E+07	5.057E+10	1.735E+08	
합 계	-	181,866.2	1,802.7	7.331E+07	1.051E+11	4.227E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 73,306,911.7 / 181,866.2 = 403.082 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,088.838 - 403.082 = 685.756 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 42,265,762,637.3 + 105,138,616,320.4 - 181,866.2 × 403.082² = 1.179E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v2} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 403.082 = 786.918 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 786.918 - 240.0 = 546.918 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 403.082 = 636.918 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 636.918 - (90.0+50.0) = 496.918 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 403.082 = 508.918 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 508.918 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,315.082 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×895,800.0 / 21.0 = 2.361E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,361,072.9 × 685.8 = 1.619E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/181,866.2 + 0.432 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/786.9)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.795$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/181,866.2 + 0.432 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/546.9)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.863$ MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/181,866.2 + 0.432 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/636.9) = 2.704$ MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/181,866.2 + 0.432 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/496.9) = 2.570$ MPa

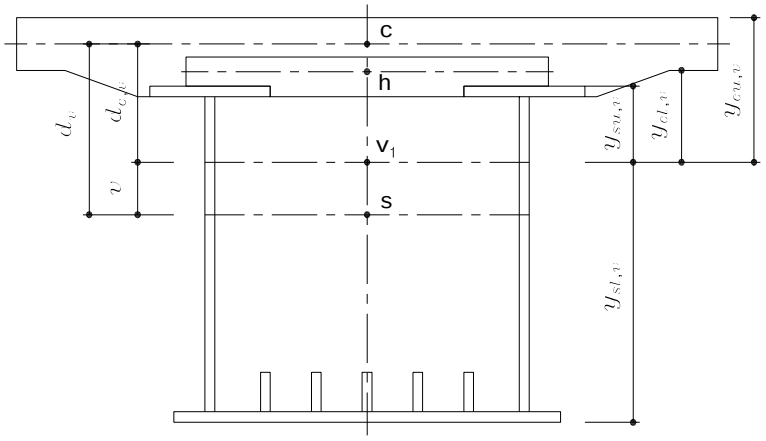
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/181,866.2 + 0.432 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/117,855,710,546.2 = 16.003$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/181,866.2 + 0.432 \times 1,619,120,573.7 \times -1,315.1/117,855,710,546.2 = 5.178$ MPa



(11) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

▪ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

$d_{h,v} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 622.053 = 352.632 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 622.053 = 466.785 mm

▪ 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vc1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×317,000.0 / 6.2 = 1.258E+06 N

▪ SLAB 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vh2} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×895,800.0 / 7.0 = 3.148E+06 N

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = P_{vc1} + P_{vh2}$ = 1,257,774.2 + 3,148,097.142857 = 4.406E+06 N

▪ P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×352.6 + 3,148,097.1×466.8 = 1.913E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,405,871.3/267,180.5 + 0.432×1,913,016,200.0×567.9/145,511,977,460.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.520** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,405,871.3/267,180.5 + 0.432×1,913,016,200.0×327.9/145,511,977,460.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.715** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,405,871.3/267,180.5 + 0.432×1,913,016,200.0×417.9/145,511,977,460.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.906** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,405,871.3/267,180.5 + 0.432×1,913,016,200.0×277.9/145,511,977,460.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.034** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/267,180.5+0.432\times1,913,016,200.0\times289.9/145,511,977,460.7 = 18.137$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/267,180.5+0.432\times1,913,016,200.0\times-1,534.1/145,511,977,460.7 = 7.778$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 357.932/43,200.0 + 72.773/105,269,009.6 + 354.405/105,923,872.7 = 12.323$ MPa

※ υ = 12.3 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 357.932/43,200.0 + 72.773/105,269,009.6 + 354.405/105,923,872.7 = 12.323$ MPa

※ υ = 12.3 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 358.108/43,200.0 + 72.773/105,269,009.6 + 358.214/105,923,872.7 = 12.363$ MPa

※ υ = 12.4 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(13) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$ = 1.000

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.1)

- 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b / 10.5$ = 10.3 mm $\leq t_u$ = 12 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 16$ = 6.8 mm $\leq t_u$ = 12 mm $\geq b / 10.5$ = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 296.3 MPa

- 허용 휨 압축응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	21,600.0	mm^2	A_w/A_c = 4.500 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,800.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.291		

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0 ≤ 27.0

⇒② f_{ca} = 215.0 - 2.4 ($K \cdot l/b$ - 7.5) = 215.0-2.4×(2.291×2,400.0/400.0-7.5) = 200.3 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 200.3 MPa

∴ f_{ca} = **215.0** MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

- SLAB 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890 MPa

- Half-Deck 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 20.000 MPa (f_{ck} = 50.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 2.500 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	8.629	7.203	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	7.182	5.961	20.000	20.000
1+2+3+5+6	3.632	2.097	10.800	10.800	10.200	7.968	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.008	1.826	10.800	10.800	4.955	3.873	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	2.488	1.111	12.420	12.420	4.049	2.839	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	3.528	2.540	12.420	12.420	5.861	4.907	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.368	0.790	13.500	13.500	3.721	2.879	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	3.632	2.097	13.500	13.500	5.602	4.130	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.008	1.826	13.500	13.500	0.357	0.035	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	2.488	1.111	14.580	14.580	-0.549	-0.999	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	3.528	2.540	14.580	14.580	1.262	1.069	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	45.415	-69.788	200.318	215.000
1+5+6	54.596	-67.323	215.000	215.000
1+2+3+5+6	67.575	-135.995	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	103.012	-121.699	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	121.149	-113.921	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	84.875	-129.476	279.500	247.250
1+2+4+5+6	35.285	-56.007	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	43.374	-98.808	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	78.811	-84.511	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	96.948	-76.734	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	60.674	-92.289	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(14) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.051	0.105	0.010	0.010	0.061	0.115	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.064	0.098	0.010	0.010	0.074	0.108	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.099	0.400	0.010	0.010	0.109	0.410	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.174	0.320	0.010	0.010	0.183	0.330	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.188	0.212	0.010	0.010	0.198	0.222	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.092	0.274	0.010	0.010	0.102	0.284	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.017	0.043	0.007	0.007	0.024	0.050	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.026	0.135	0.006	0.006	0.032	0.141	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.086	0.099	0.006	0.006	0.092	0.105	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.112	0.070	0.006	0.006	0.118	0.076	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.044	0.101	0.006	0.006	0.050	0.107	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{121.149}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{12.323}{125.000}\right)^2 = 0.188 + 0.010 = 0.198 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-135.995}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{12.323}{125.000}\right)^2 = 0.400 + 0.010 = 0.410 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(15) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 6.8 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = Rib간격/80 = 2,400.0 / (3 × 80) = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

- 합 성 전

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 45.415) = 2.18 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 579.9 /(206 ×1.200) = 2.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 121.149) = 1.33 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

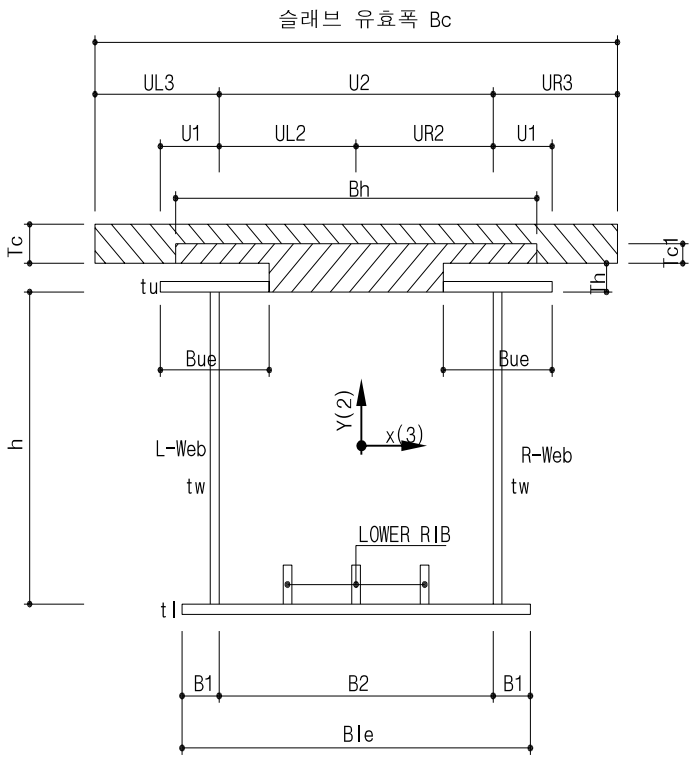
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	11.218	9.364	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	9.771	8.122	30.000	O.K !!
1+2+3+11	6.126	3.123	16.200	O.K !!	15.834	12.002	30.000	O.K !!
1+2+3-11	7.166	4.552	16.200	O.K !!	17.645	14.070	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	6.646	3.838	16.200	O.K !!	15.293	11.794	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	6.022	3.566	16.200	O.K !!	10.048	7.699	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	5.502	2.851	16.200	O.K !!	9.142	6.665	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	6.542	4.281	16.200	O.K !!	10.953	8.733	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	1.779	1.027	16.200	O.K !!	5.271	4.115	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	6.126	3.123	16.200	O.K !!	15.834	12.002	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	7.166	4.552	16.200	O.K !!	17.645	14.070	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	6.646	3.838	16.200	O.K !!	9.315	6.804	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	6.022	3.566	16.200	O.K !!	4.070	2.709	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	5.502	2.851	16.200	O.K !!	3.164	1.676	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	6.542	4.281	16.200	O.K !!	4.976	3.743	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	59.039	-90.724	355.000	O.K !!
1+5+6	68.220	-88.259	355.000	O.K !!
1+2+3+11	100.926	-208.603	355.000	O.K !!
1+2+3-11	64.652	-224.158	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	91.970	-213.916	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	127.407	-199.619	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	145.544	-181.482	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	119.629	-207.397	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	43.116	-73.548	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	100.926	-208.605	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	64.653	-224.160	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	60.509	-165.572	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	95.946	-151.275	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	114.083	-143.497	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	77.809	-159.053	355.000	O.K !!

[G2 : 최대모멘트] : 절점 59 로 부터 이격거리 3.637 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,670.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	400.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
E_h : Half-Deck 콘크리트의 탄성계수	MPa	32,902.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
ε_h : Half-Deck 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000225
ε_{hs} : Half-Deck 콘크리트의 초기건조수축율	-	0.000045
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
ϕ_{d1} : Half-Deck 콘크리트의 최종 크리프 계수	-	1.5
ϕ_{d0} : Half-Deck 콘크리트의 초기 크리프 계수	-	0.5
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
n_h : 강과 Half-Deck 콘크리트의 탄성계수비	-	6.2
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_{s1} : 합성전 고정하중(자중)에 의한 모멘트	kN·m	3,086.781
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,593.427
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,839.590
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	47.507
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,450.659
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-30.361
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-4.240
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-6.967
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-325.391
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-77.928
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-46.860
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-41.359
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-407.601

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

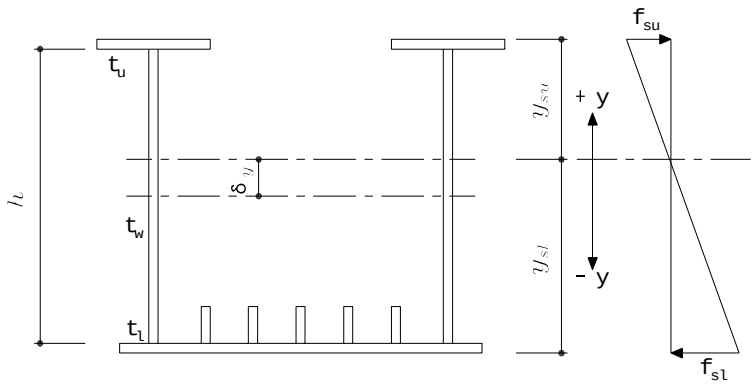
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		88,680.0	-	-2.347E+07	3.674E+10	1.167E+10
RC. SLAB	1 - 2,500.0 × 150.0	375,000.0	1,115.0	4.181E+08	4.662E+11	7.031E+08
RC. SLAB	1 - 1,050.0 × 240.0	252,000.0	1,070.0	2.696E+08	2.885E+11	1.210E+09
RC. SLAB	1 - 1,120.0 × 240.0	268,800.0	1,070.0	2.876E+08	3.077E+11	1.290E+09
SLAB 단면 합계		895,800.0	-	9.754E+08	1.062E+12	3.203E+09
Half-deck	1 - 2,500.0 × 90.0	225,000.0	995.0	2.239E+08	2.228E+11	1.519E+08
	1 - 1,840.0 × 50.0	92,000.0	925.0	8.510E+07	7.872E+10	1.917E+07
Half-deck 단면 합계		317,000.0	-	3.090E+08	3.015E+11	1.710E+08

※ A_s = 88,680.0 mm^2 A_{c1} = 895,800.0 mm^2 A_h = 317,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -23,469,480.0 / 88,680.0 = -264.654 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,672,370,360.0 + 36,742,735,080.0 - 88,680.0 × -264.654² = 4.220E+10 mm^4

- Half-Deck에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yh} = \sum A_h Y / \sum A_h$ = 308,975,000.0 / 317,000.0 = 974.685 mm

- Half-Deck의 단면2차 모멘트

$I_h = \sum I_{xoh} + \sum A_h Y^2 - A_h \cdot \delta_y$

= 171,041,666.7 + 301,473,125,000.0 - 317,000.0 × 974.685² = 4.910E+08 mm^4

- 합성 단면에 의한 도심축 이동량

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-23,469,480.0 + 308,975,000.0/6.2) / (88,680.0 + 317,000.0/6.2) = 188.580 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,672,370,360.0+171,041,666.7/6.2)+(36,742,735,080.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(88,680.0+317,000.0/6.2)×188.6² = 9.210E+10 mm^4

- 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 188.580 = 851.420 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 851.4 - (90.0+50.0) = 711.420 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 188.580 = 723.420 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 188.580 } = -1,100.580 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,086.78×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **4.603** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,086.78×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **3.846** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,593.43×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **5.358** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,593.43×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = **4.477** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,086.78×723.4/92,095,439,549.2 = **24.247** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,086.78×-1,100.6/92,095,439,549.2 = **-36.888** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,593.43×723.4/92,095,439,549.2 = **28.227** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,593.43×-1,100.6/92,095,439,549.2 = **-42.943** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

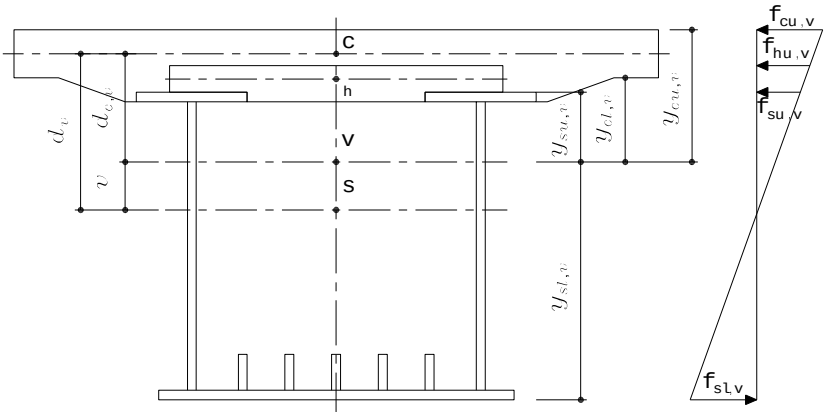
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s / Gh$ = 79,000.0 / 14,100.9 = 5.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 30.361 / 43,200.0 + 77.928 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **1.443** MPa



(2) 합 성 후

▪ SLAB에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yc} = \sum A_c Y \;/\; \sum A_c$ = 975,381,000.0 / 895,800.0 = 1,088.838 mm

▪ SLAB의 단면2차 모멘트

$I_c = \sum I_{xoc} + \sum A_c Y^2 - A_c \cdot \delta_{yc}^2$

= 3,202,965,000.0 + 1,062,473,295,000.0 - 895,800.0 × 1,088.838² = 3.644E+09 mm^4

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_v(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	267,780.5	1,798.9	1.657E+08	2.065E+11	4.280E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 165,705,340.3 / 267,780.5 = 618.810 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,803,654,331.0 + 206,503,201,769.5 - 267,780.5 × 618.810² = 1.468E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 618.810 = 571.190 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 571.190 - 240.0 = 331.190 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 618.810 = 421.190 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 421.190 - (90.0+50.0) = 281.190 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 618.810 = 293.190 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 293.190 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,530.810 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 2,839.59×571.2/(146,766,664,366.2×7.0) = **1.579** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 2,839.59×331.2/(146,766,664,366.2×7.0) = **0.915** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,839.59×421.2/(146,766,664,366.2×6.2) = **1.314** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,839.59×281.2/(146,766,664,366.2×6.2) = **0.877** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,839.59×293.2/(146,766,664,366.2×1.0) = **5.673** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,839.59×-1,530.8/(146,766,664,366.2×1.0) = **-29.618** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2+UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F_v = (B_u+B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 4.240 / 43,200.0 + 46.860 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.541** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,450.66×571.2/(146,766,664,366.2×7.0) = **2.474** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,450.66×331.2/(146,766,664,366.2×7.0) = **1.435** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,450.66×421.2/(146,766,664,366.2×6.2) = **2.060** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,450.66×281.2/(146,766,664,366.2×6.2) = **1.375** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,450.66×293.2/(146,766,664,366.2×1.0) = **8.891** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,450.66×-1,530.8/(146,766,664,366.2×1.0) = **-46.421** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2+UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u+B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 325.391 / 43,200.0 + 407.601 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **11.380** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -6.97×571.2/(146,766,664,366.2×7.0) = **-0.004** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -6.97×331.2/(146,766,664,366.2×7.0) = **-0.002** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -6.97×421.2/(146,766,664,366.2×6.2) = **-0.003** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -6.97×281.2/(146,766,664,366.2×6.2) = **-0.002** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -6.97×293.2/(146,766,664,366.2×1.0) = **-0.014** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -6.97×-1,530.8/(146,766,664,366.2×1.0) = **0.073** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 6.967 / 43,200.0 + 41.359 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.552** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = -0.055 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h1} = n_h \cdot (1 + \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 0.5 / 2) = 7.750

$d_{vh1} = \delta_{yh} - \delta_{ys}$ = 974.685 - -264.654 = 1,239.338 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,239.3×88,680.0/(88,680.0+317,000.0/6.2) = 786.104 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	129,583.2		1.640E+07	4.507E+10	4.227E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 16,398,261.9 / 129,583.2 = 126.546 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 126.546 = 848.138 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,267,179,542.8 + 45,069,753,854.2 - 129,583.2 × 126.546² = 8.526E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 126.546 = 913.454 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 913.454 - (90.0+50.0) = 773.454 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 126.546 = 785.454 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 785.454 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,038.546 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 3,086.8 × 786.1 × 317,000.0 / (6.2 × 92,095,439,549.2) = 1.347E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,347,148.7 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 5.389E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 538,859.5 × 848.1 = 4.570E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h1} = E_h / (1 + \phi_{d0} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 0.5 / 2) = 26,321.600 MPa

▪ Half-Deck 상·하부 플랜지에 작용하는 응력

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,086.78×851.4/(92,095,439,549.2×6.2) = 4.603 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,086.78×711.4/(92,095,439,549.2×6.2) = 3.846 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hu}\cdot\phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(538,859.5/129,583.2 + -0.055\times457,027,393.6\times913.5/85,261,796,026.2)$

$- 26,321.6\times4.603\times0.5/32,902.0 = \mathbf{-1.339}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi h}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hl}\cdot\phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(538,859.5/129,583.2 + -0.055\times457,027,393.6\times773.5/85,261,796,026.2)$

$- 26,321.6\times3.846\times0.5/32,902.0 = \mathbf{-1.031}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 538,859.5/129,583.2 + -0.055\times457,027,393.6\times785.5/85,261,796,026.2 = \mathbf{3.929}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 538,859.5/129,583.2 + -0.055\times457,027,393.6\times-1,038.5/85,261,796,026.2 = \mathbf{4.462}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = -0.055 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h2} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 0.5 / 2) = 9.300

구 분	n	$A_{vh2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	122,766.0		9.754E+06	3.859E+10	4.226E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 9,753,638.3 / 122,766.0 = 79.449 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 79.449 = 895.236 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,256,620,185.4 + 38,593,341,885.5 - 122,766.0 × 79.449² = 8.008E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 79.449 = 960.551 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 960.551 - (90.0+50.0) = 820.551 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 79.449 = 832.551 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 832.551 - (1,800.0+12.0+12.0) = -991.449 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhi} = E_s \cdot \varepsilon_{hs} \cdot A_h / n_{h2}$ = 205,000.0×0.000045×317,000.0 / 9.3 = 3.144E+05 N

▪ P_{vhi}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhi} = P_{vhi} \times d_{h,hs}$ = 314,443.5 × 895.2 = 2.815E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h2} = E_s / n_{h2}$ = 205,000.0 / 9.3 = 22,043.011 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,766.0 + -0.055×281,501,039.0×960.6/80,075,045,212.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.736** MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,766.0 + -0.055×281,501,039.0×820.6/80,075,045,212.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.733** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,766.0 + -0.055×281,501,039.0×832.6/80,075,045,212.5 = **2.402** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,766.0 + -0.055×281,501,039.0×-991.4/80,075,045,212.5 = **2.751** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h3} = n_h \cdot (1 + \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 1.5 / 2) = 10.850

$d_{vh2} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 618.810 = 355.874 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (421.2 + 281.2) / 2 = 351.190 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh3}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh3}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	10.9	29,216.6	974.7	2.848E+07	2.776E+10	4.525E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	245,868.0	1,798.9	1.443E+08	1.857E+11	4.277E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 144,347,621.4 / 245,868.0 = 587.094 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 587.094 = 387.591 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,769,713,539.3 + 185,686,163,298.6 - 245,868.0 × 587.094² = 1.437E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh3} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 587.094 = 602.906 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 602.906 - 240.0 = 362.906 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh3} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 587.094 = 452.906 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 452.906 - (90.0+50.0) = 312.906 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 587.094 = 324.906 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 324.906 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,499.094 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,347,148.7 + (4.597+3.590)/2 × 317,000.0 × 355.9 / 351.2 = 2.662E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,662,191.7 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.282E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,281,878.6 × 387.6 = 8.844E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h3} = E_h / (1 + \phi_{d1} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 1.5 / 2) = 18,801.143 MPa

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.603 + 5.358 + 1.314 + -1.339 + -0.736 = 9.200 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.846 + 4.477 + 0.877 + -1.031 + -0.733 = 7.436 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,281,879/245,868 + -0.052 \times 884,434,719 \times 603/143,710,264,409) = \mathbf{1.298}$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,281,879/245,868 + -0.052 \times 884,434,719 \times 363/143,710,264,409) = \mathbf{1.309}$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,281,878.6/245,868.0 + -0.052 \times 884,434,719.1 \times 452.9/143,710,264,409.0)$

$- 18,801.1 \times 9.200 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-7.044}$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,281,878.6/245,868.0 + -0.052 \times 884,434,719.1 \times 312.9/143,710,264,409.0)$

$- 18,801.1 \times 7.436 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-5.528}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,281,878.6/245,868.0 + -0.052 \times 884,434,719.1 \times 324.9/143,710,264,409.0 = \mathbf{9.176}$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,281,878.6/245,868.0 + -0.052 \times 884,434,719.1 \times -1,499.1/143,710,264,409.0 = \mathbf{9.765}$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h4} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 1.5 / 2) = 15.500

구 분	n	$A_{vh4}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh4}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	15.5	20,451.6	974.7	1.993E+07	1.943E+10	3.168E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	237,103.0	1,798.9	1.358E+08	1.774E+11	4.276E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 135,804,533.8 / 237,103.0 = 572.766 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 572.766 = 401.919 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,756,137,222.6 + 177,359,347,910.2 - 237,103.0 × 572.766² = 1.423E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh4} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 572.766 = 617.234 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 617.234 - 240.0 = 377.234 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh4} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 572.766 = 467.234 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 467.234 - (90.0+50.0) = 327.234 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 572.766 = 339.234 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 339.234 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,484.766 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhe} = E_s \cdot \varepsilon_h \cdot A_h/n_{h4}$ = 205,000.0×0.000225×317,000.0 / 15.5 = 9.433E+05 N

▪ P_{ve}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhe} = P_{vhe} \times d_{h,hs}$ = 943,330.6 × 401.9 = 3.791E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h4} = E_s / n_{h4}$ = 205,000.0 / 15.5 = 13,225.806 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cu,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/237,103+-0.052×379,142,185×617/142,331,280,878) = **0.556** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/237,103+-0.052×379,142,185×377/142,331,280,878) = **0.561** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4} \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4} \cdot \varepsilon_h$

$= (1/15.5) \times (943,330.6/237,103.0 + -0.052 \times 379,142,184.8 \times 467.2/142,331,280,878.4)$

$- 13,225.8 \times 0.000225$ = **-2.723** MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4} \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4} \cdot \varepsilon_h$

$= (1/15.5) \times (943,330.6/237,103.0 + -0.052 \times 379,142,184.8 \times 327.2/142,331,280,878.4)$

$- 13,225.8 \times 0.000225$ = **-2.722** MPa

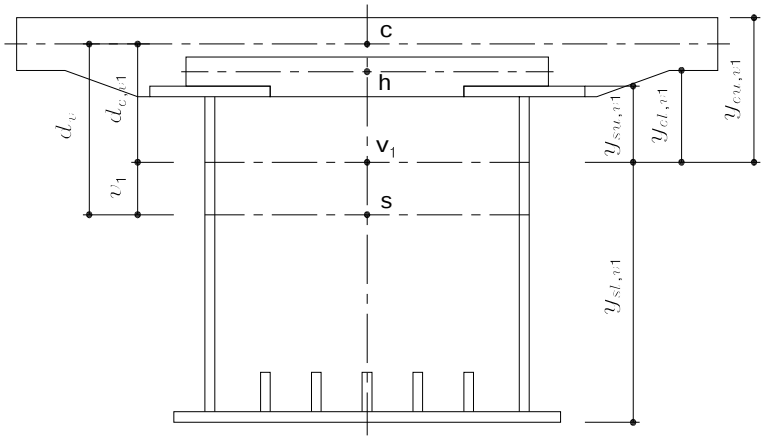
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/237,103.0 + -0.052 \times 379,142,184.8 \times 339.2/142,331,280,878.4$ = **3.931** MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/237,103.0 + -0.052 \times 379,142,184.8 \times -1,484.8/142,331,280,878.4$ = **4.186** MPa



(9) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k_2 = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$d_{vc} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 618.810 = 470.027 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (571.2 + 331.190) / 2 = 451.190 mm

구 분	n	$A_{v1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	14.0	63,985.7	1,088.8	6.967E+07	7.586E+10	2.603E+08	
합 계	-	203,794.7	1,798.9	9.604E+07	1.306E+11	4.254E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 96,035,268.8 / 203,794.7 = 471.235 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,088.838 - 471.235 = 617.603 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 42,543,336,455.0 + 130,643,786,788.4 - 203,794.7 × 471.235² = 1.279E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v1} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 471.235 = 718.765 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 718.765 - 240.0 = 478.765 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 471.235 = 568.765 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 568.765 - (90.0+50.0) = 428.765 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 471.235 = 440.765 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 440.765 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,383.235 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.579+0.915)/2 \times 895,800.0 \times 470.027/451.190$ = 1.164E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,163,762.8 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.164E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,163,762.8 \times 617.6$ = 7.187E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

$f_{cu,v}$ = = 1.579 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.915 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,163,762.8/203,794.7 + -0.052 \times 718,743,027.4 \times 718.8/127,931,919,077.9)$

$- 13,902.0 \times 1.579 \times 2.0/27,804.0$ = **-1.186** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,163,762.8/203,794.7 + -0.052 \times 718,743,027.4 \times 478.8/127,931,919,077.9)$

$- 13,902.0 \times 0.915 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.517** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,163,763/203,795 + -0.052 \times 718,743,027 \times 569/127,931,919,078)$ = **0.894** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,163,763/203,795 + -0.052 \times 718,743,027 \times 429/127,931,919,078)$ = **0.901** MPa

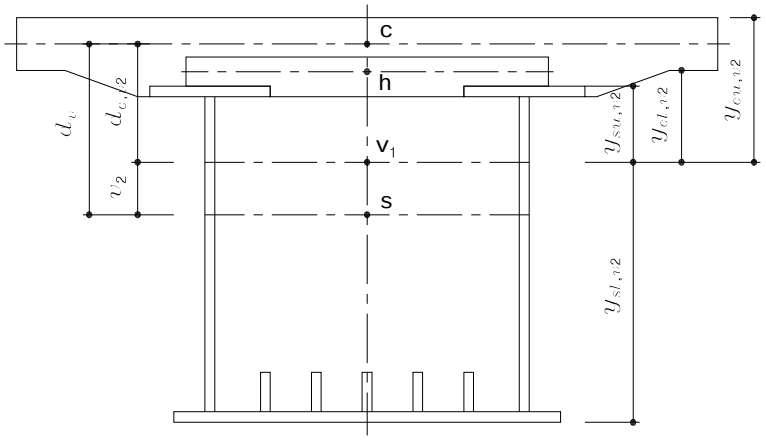
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,163,762.8/203,794.7 + -0.052 \times 718,743,027.4 \times 440.8/127,931,919,077.9$ = **5.582** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,163,762.8/203,794.7 + -0.052 \times 718,743,027.4 \times -1,383.2/127,931,919,077.9$ = **6.115** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = -0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

구 분	n	$A_{v2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,680.0	-264.7	-2.347E+07	6.211E+09	4.220E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	21.0	42,657.1	1,088.8	4.645E+07	5.057E+10	1.735E+08	
합 계	-	182,466.2	1,798.9	7.281E+07	1.054E+11	4.246E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 72,811,911.7 / 182,466.2 = 399.043 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,088.838 - 399.043 = 689.795 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 42,456,563,829.6 + 105,357,315,128.0 - 182,466.2 × 399.043² = 1.188E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v2} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 399.043 = 790.957 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 790.957 - 240.0 = 550.957 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 399.043 = 640.957 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 640.957 - (90.0+50.0) = 500.957 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 399.043 = 512.957 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 512.957 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,311.043 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×895,800.0 / 21.0 = 2.361E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,361,072.9 × 689.8 = 1.629E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/182,466.2 + -0.052 \times 1,628,655,240.1 \times 513.0/791.0)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.046** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/182,466.2 + -0.052 \times 1,628,655,240.1 \times 513.0/551.0)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.038** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/182,466.2 + -0.052 \times 1,628,655,240.1 \times 513.0/641.0)$ = **2.013** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/182,466.2 + -0.052 \times 1,628,655,240.1 \times 513.0/501.0)$ = **2.029** MPa

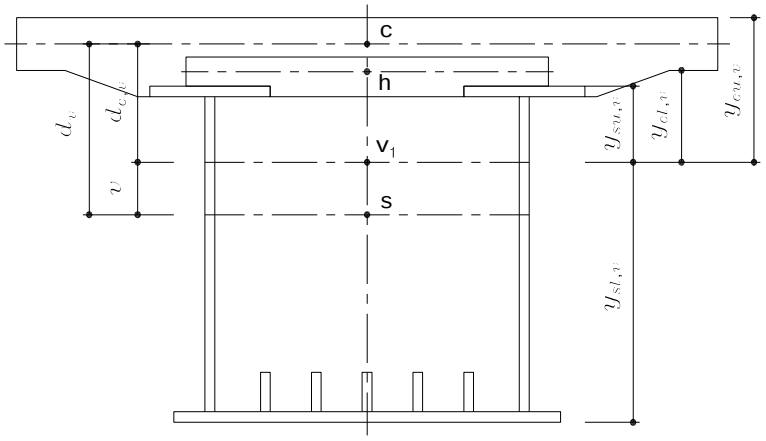
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/182,466.2 + -0.052 \times 1,628,655,240.1 \times 513.0/118,758,770,618.8$ = **12.574** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/182,466.2 + -0.052 \times 1,628,655,240.1 \times -1,311.0/118,758,770,618.8$ = **13.875** MPa



(11) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

▪ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

$d_{h,v} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 618.810 = 355.874 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 618.810 = 470.027 mm

▪ 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vc1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×317,000.0 / 6.2 = 1.258E+06 N

▪ SLAB 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vh2} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×895,800.0 / 7.0 = 3.148E+06 N

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = P_{vc1} + P_{vh2}$ = 1,257,774.2 + 3,148,097.142857 = 4.406E+06 N

▪ P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×355.9 + 3,148,097.1×470.0 = 1.927E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,405,871.3/267,780.5 + -0.052×1,927,301,472.8×571.2/146,766,664,366.2)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.042** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,405,871.3/267,780.5 + -0.052×1,927,301,472.8×331.2/146,766,664,366.2)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.018** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,405,871.3/267,780.5 + -0.052×1,927,301,472.8×421.2/146,766,664,366.2)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.341** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,405,871.3/267,780.5 + -0.052×1,927,301,472.8×281.2/146,766,664,366.2)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.325** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/267,780.5+-0.052\times1,927,301,472.8\times293.2/146,766,664,366.2 = \mathbf{16.253}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/267,780.5+-0.052\times1,927,301,472.8\times-1,530.8/146,766,664,366.2 = \mathbf{17.499}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 359.992/43,200.0 + 77.928/105,269,009.6 + 454.461/105,923,872.7 = 13.364$ MPa

※ υ = **13.4** MPa ≤ υ_a = **125.0** MPa ····· **0.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 359.992/43,200.0 + 77.928/105,269,009.6 + 454.461/105,923,872.7 = 13.364$ MPa

※ υ = **13.4** MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0** MPa ····· **0.K !!**

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 363.475/43,200.0 + 77.928/105,269,009.6 + 475.140/105,923,872.7 = 13.640$ MPa

※ υ = **13.6** MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = **156.3** MPa ····· **0.K !!**

(13) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$ = 1.000

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.1)

- 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b / 10.5$ = 10.3 mm $\leq t_u$ = 12 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 16$ = 6.8 mm $\leq t_u$ = 12 mm $\geq b / 10.5$ = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 296.3 MPa

- 허용 휨 압축응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	21,600.0	mm^2	A_w/A_c = 4.500 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,800.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.291		

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0 ≤ 27.0

⇒② f_{ca} = 215.0 - 2.4 ($K \cdot l/b$ - 7.5) = 215.0-2.4×(2.291×2,400.0/400.0-7.5) = 200.3 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 200.3 MPa

∴ f_{ca} = **215.0** MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

- SLAB 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890 MPa

- Half-Deck 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 20.000 MPa (f_{ck} = 50.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 2.500 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	9.961	8.323	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	7.886	6.559	20.000	20.000
1+2+3+5+6	4.053	2.350	10.800	10.800	11.260	8.812	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	2.675	1.664	10.800	10.800	4.401	3.492	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	1.633	0.646	12.420	12.420	3.060	2.166	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	3.717	2.683	12.420	12.420	5.741	4.817	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.575	0.913	13.500	13.500	3.839	2.957	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	4.051	2.349	13.500	13.500	5.900	4.333	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	2.673	1.663	13.500	13.500	-0.959	-0.986	3.125	3.125
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	1.631	0.645	14.580	14.580	-2.300	-2.312	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	3.715	2.682	14.580	14.580	0.382	0.339	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	52.474	-79.831	200.318	215.000
1+5+6	58.805	-72.618	215.000	215.000
1+2+3+5+6	73.368	-148.657	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	104.631	-114.717	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	120.884	-97.218	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	88.378	-132.216	279.500	247.250
1+2+4+5+6	36.236	-59.220	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	45.134	-105.678	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	76.397	-71.738	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	92.650	-54.239	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	60.144	-89.236	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(14) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.069	0.138	0.011	0.011	0.080	0.149	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.075	0.114	0.011	0.011	0.086	0.126	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.116	0.478	0.011	0.011	0.128	0.490	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.179	0.285	0.011	0.011	0.191	0.296	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.187	0.155	0.011	0.011	0.198	0.166	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.100	0.286	0.011	0.011	0.111	0.297	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.018	0.049	0.008	0.008	0.026	0.056	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.028	0.155	0.008	0.008	0.036	0.162	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.081	0.071	0.008	0.008	0.088	0.079	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.102	0.035	0.008	0.008	0.110	0.043	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.043	0.095	0.008	0.008	0.051	0.102	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{120.884}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{13.364}{125.000}\right)^2 = 0.187 + 0.011 = 0.198 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-148.657}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{13.364}{125.000}\right)^2 = 0.478 + 0.011 = 0.490 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(15) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 6.8 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

t_{min} = Rib간격/80 = 2,400.0 / (3 × 80) = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

- 합 성 전

t_{min} = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 52.474) = 2.02 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 586.4 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 120.884) = 1.33 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

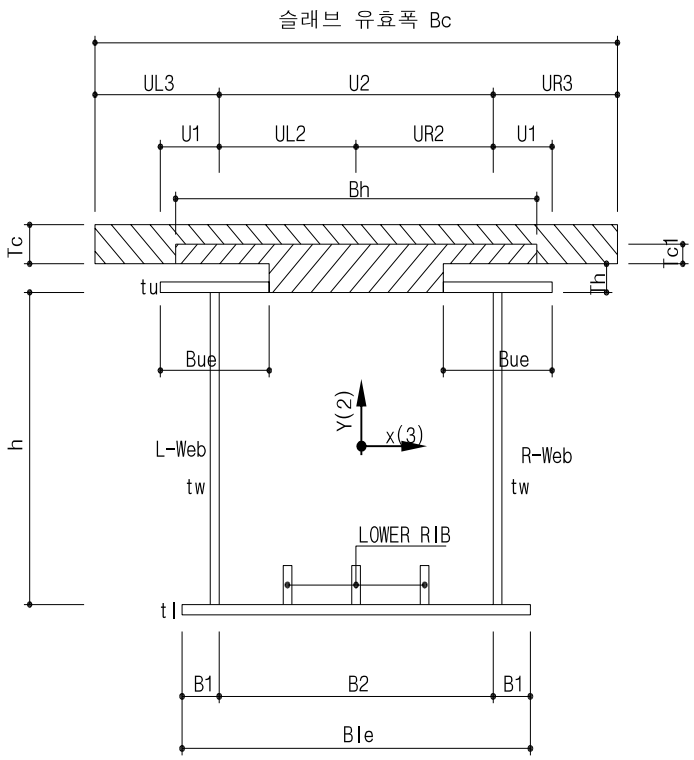
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	12.949	10.820	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	10.874	9.056	30.000	O.K !!
1+2+3+11	6.331	3.256	16.200	O.K !!	17.746	13.592	30.000	O.K !!
1+2+3-11	8.414	5.293	16.200	O.K !!	20.428	16.243	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	7.372	4.275	16.200	O.K !!	17.012	13.153	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	5.994	3.589	16.200	O.K !!	10.152	7.834	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	4.953	2.571	16.200	O.K !!	8.811	6.508	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	7.036	4.607	16.200	O.K !!	11.493	9.159	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	2.048	1.188	16.200	O.K !!	5.614	4.374	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	6.329	3.255	16.200	O.K !!	17.745	13.591	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	8.412	5.292	16.200	O.K !!	20.426	16.242	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	7.370	4.274	16.200	O.K !!	10.045	7.332	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	5.992	3.588	16.200	O.K !!	3.185	2.012	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	4.951	2.569	16.200	O.K !!	1.844	0.687	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	7.034	4.606	16.200	O.K !!	4.526	3.338	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	68.216	-103.781	355.000	O.K !!
1+5+6	74.547	-96.568	355.000	O.K !!
1+2+3+11	110.959	-224.591	355.000	O.K !!
1+2+3-11	78.453	-259.588	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	101.036	-234.877	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	132.299	-200.936	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	148.552	-184.683	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	114.801	-218.435	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	45.212	-79.172	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	110.952	-224.555	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	78.446	-259.552	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	64.335	-179.014	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	95.597	-145.074	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	111.851	-127.576	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	79.344	-162.573	355.000	O.K !!

[G2 : 최대모멘트] : 절점 71 로 부터 이격거리 1.218 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,670.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
Bh	=	2,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	400.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Tc1	=	90.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
E_h : Half-Deck 콘크리트의 탄성계수	MPa	32,902.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
ε_h : Half-Deck 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000225
ε_{hs} : Half-Deck 콘크리트의 초기건조수축율	-	0.000045
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
ϕ_{d1} : Half-Deck 콘크리트의 최종 크리프 계수	-	1.5
ϕ_{d0} : Half-Deck 콘크리트의 초기 크리프 계수	-	0.5
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
n_h : 강과 Half-Deck 콘크리트의 탄성계수비	-	6.2
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_{s1} : 합성전 고정하중(자중)에 의한 모멘트	kN·m	1,048.435
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	1,962.121
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,230.763
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	65.054
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,844.685
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-52.871
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-32.329
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-4.107
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-316.385
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	4.703
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-7.859
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	53.150
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	441.681

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

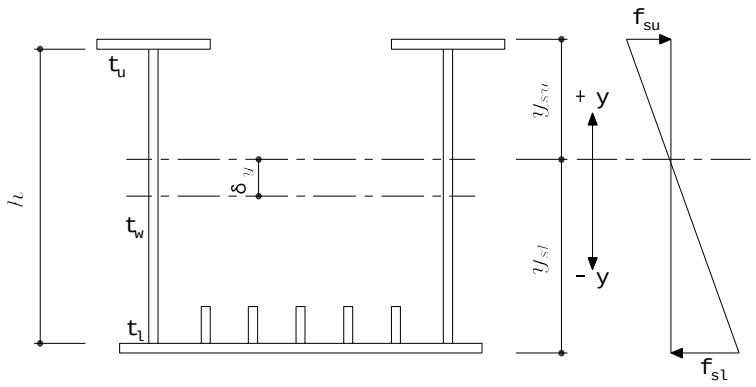
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	2 - 400.0 × 12.0	9,600.0	906.0	8.698E+06	7.880E+09	1.152E+05
UPPER RIB	0 - 0.0 × 0.0	0.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		88,080.0	-	-2.297E+07	3.633E+10	1.167E+10
RC. SLAB	1 - 2,500.0 × 150.0	375,000.0	1,115.0	4.181E+08	4.662E+11	7.031E+08
RC. SLAB	1 - 1,050.0 × 240.0	252,000.0	1,070.0	2.696E+08	2.885E+11	1.210E+09
RC. SLAB	1 - 1,120.0 × 240.0	268,800.0	1,070.0	2.876E+08	3.077E+11	1.290E+09
SLAB 단면 합계		895,800.0	-	9.754E+08	1.062E+12	3.203E+09
Half-deck	1 - 2,500.0 × 90.0	225,000.0	995.0	2.239E+08	2.228E+11	1.519E+08
	1 - 1,840.0 × 50.0	92,000.0	925.0	8.510E+07	7.872E+10	1.917E+07
Half-deck 단면 합계		317,000.0	-	3.090E+08	3.015E+11	1.710E+08

※ A_s = 88,080.0 mm^2 A_{c1} = 895,800.0 mm^2 A_h = 317,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -22,974,480.0 / 88,080.0 = -260.837 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,245,360.0 + 36,334,360,080.0 - 88,080.0 × -260.837² = 4.201E+10 mm^4

- Half-Deck에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yh} = \sum A_h Y / \sum A_h$ = 308,975,000.0 / 317,000.0 = 974.685 mm

- Half-Deck의 단면2차 모멘트

$I_h = \sum I_{xoh} + \sum A_h Y^2 - A_h \cdot \delta_y$

= 171,041,666.7 + 301,473,125,000.0 - 317,000.0 × 974.685² = 4.910E+08 mm^4

- 합성 단면에 의한 도심축 이동량

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-22,974,480.0 + 308,975,000.0/6.2) / (88,080.0 + 317,000.0/6.2) = 192.949 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,245,360.0+171,041,666.7/6.2)+(36,334,360,080.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(88,080.0+317,000.0/6.2)×192.9² = 9.148E+10 mm^4

- 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 192.949 = 847.051 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 847.1 - (90.0+50.0) = 707.051 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 192.949 = 719.051 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 192.949 } = -1,104.949 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,048.44×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **1.566** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,048.44×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **1.307** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,962.12×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **2.930** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,962.12×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = **2.446** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,048.44×719.1/91,475,251,058.1 = **8.241** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,048.44×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-12.664** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,962.12×719.1/91,475,251,058.1 = **15.423** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,962.12×-1,104.9/91,475,251,058.1 = **-23.701** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2+UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

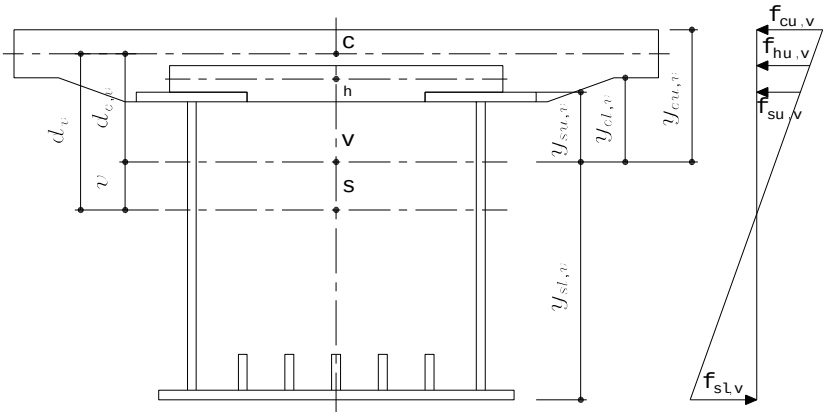
$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s / Gh$ = 79,000.0 / 14,100.9 = 5.6

$F = (B_u+B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,818.5 = 4.386E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 52.871 / 43,200.0 + 4.703 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **1.269** MPa



(2) 합 성 후

▪ SLAB에 의한 도심축 이동량

$\delta_{yc} = \sum A_c Y \;/\; \sum A_c$ = 975,381,000.0 / 895,800.0 = 1,088.838 mm

▪ SLAB의 단면2차 모멘트

$I_c = \sum I_{xoc} + \sum A_c Y^2 - A_c \cdot \delta_{yc}^2$

= 3,202,965,000.0 + 1,062,473,295,000.0 - 895,800.0 × 1,088.838² = 3.644E+09 mm^4

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_v(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	267,180.5	1,802.7	1.662E+08	2.063E+11	4.261E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 166,200,340.3 / 267,180.5 = 622.053 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,612,853,138.7 + 206,284,502,961.9 - 267,180.5 × 622.053² = 1.455E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 622.053 = 567.947 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 567.947 - 240.0 = 327.947 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 622.053 = 417.947 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 417.947 - (90.0+50.0) = 277.947 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 622.053 = 289.947 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 289.947 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,534.053 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 1,230.76×567.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **0.686** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 1,230.76×327.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **0.396** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1,230.76×417.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **0.570** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 1,230.76×277.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **0.379** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1,230.76×289.9/(145,511,977,460.7×1.0) = **2.452** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 1,230.76×-1,534.1/(145,511,977,460.7×1.0) = **-12.975** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F_v = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 32.329 / 43,200.0 + 7.859 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.823** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 3,844.69×567.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **2.144** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 3,844.69×327.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **1.238** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 3,844.69×417.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **1.781** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 3,844.69×277.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **1.184** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 3,844.69×289.9/(145,511,977,460.7×1.0) = **7.661** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 3,844.69×-1,534.1/(145,511,977,460.7×1.0) = **-40.532** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 316.385 / 43,200.0 + 441.681 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **11.494** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -4.11×567.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **-0.002** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -4.11×327.9/(145,511,977,460.7×7.0) = **-0.001** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -4.11×417.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **-0.002** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -4.11×277.9/(145,511,977,460.7×6.2) = **-0.001** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -4.11×289.9/(145,511,977,460.7×1.0) = **-0.008** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -4.11×-1,534.1/(145,511,977,460.7×1.0) = **0.043** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$B_w = UL_2 + UR_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 1,200.0 + 1,200.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0/2 × 2 = 2,412.000 mm

$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 47.6/2 + 12.0/2 = 1,829.807 mm

전단탄성계수비 $n_{hs} = G_s/Gc$ = 79,000.0 / 11,916.0 = 6.6

$F = (B_u + B_l)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0)/2 × 1,829.8 = 4.413E+06 mm^2

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 4.107 / 43,200.0 + 53.150 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.597** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.567 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h1} = n_h \cdot (1 + \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 0.5 / 2) = 7.750

$d_{vh1} = \delta_{yh} - \delta_{ys}$ = 974.685 - -260.837 = 1,235.521 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,235.5×88,080.0/(88,080.0+317,000.0/6.2) = 781.736 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	128,983.2		1.689E+07	4.485E+10	4.208E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 16,893,261.9 / 128,983.2 = 130.973 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 130.973 = 843.712 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,076,378,350.4 + 44,851,055,046.6 - 128,983.2 × 130.973² = 8.471E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 130.973 = 909.027 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 909.027 - (90.0+50.0) = 769.027 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 130.973 = 781.027 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 781.027 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,042.973 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 1,048.4 × 781.7 × 317,000.0 / (6.2 × 91,475,251,058.1) = 4.581E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 458,105.5 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 1.832E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 183,242.2 × 843.7 = 1.546E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h1} = E_h / (1 + \phi_{d0} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 0.5 / 2) = 26,321.600 MPa

▪ Half-Deck 상·하부 플랜지에 작용하는 응력

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,048.44×847.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 1.566 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,048.44×707.1/(91,475,251,058.1×6.2) = 1.307 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (183,242.2/128,983.2 + 0.567 \times 154,603,645.2 \times 909.0/84,714,879,810.8)$

$- 26,321.6 \times 1.566 \times 0.5/32,902.0 = -0.322$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (183,242.2/128,983.2 + 0.567 \times 154,603,645.2 \times 769.0/84,714,879,810.8)$

$- 26,321.6 \times 1.307 \times 0.5/32,902.0 = -0.237$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 183,242.2/128,983.2 + 0.567 \times 154,603,645.2 \times 781.0/84,714,879,810.8 = 2.229$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 183,242.2/128,983.2 + 0.567 \times 154,603,645.2 \times -1,043.0/84,714,879,810.8 = 0.342$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.567 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h2} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d0}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 0.5 / 2) = 9.300

구 분	n	$A_{vh2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	122,166.0		1.025E+07	3.837E+10	4.207E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 10,248,638.3 / 122,166.0 = 83.891 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 83.891 = 890.793 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 42,065,818,993.0 + 38,374,643,077.9 - 122,166.0 × 83.891² = 7.958E+10 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - d_{h,s}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 83.891 = 956.109 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 956.109 - (90.0+50.0) = 816.109 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 83.891 = 828.109 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 828.109 - (1,800.0+12.0+12.0) = -995.891 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhi} = E_s \cdot \varepsilon_{hs} \cdot A_h / n_{h2}$ = 205,000.0×0.000045×317,000.0 / 9.3 = 3.144E+05 N

▪ P_{vhi}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhi} = P_{vhi} \times d_{h,hs}$ = 314,443.5 × 890.8 = 2.801E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h2} = E_s / n_{h2}$ = 205,000.0 / 9.3 = 22,043.011 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.567×280,104,260.4×956.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.510** MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2} \cdot (P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2} \cdot \varepsilon_{hs}$

= (1/9.3)×(314,443.5/122,166.0 + 0.567×280,104,260.4×816.1/79,580,692,838.0)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.540** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.567×280,104,260.4×828.1/79,580,692,838.0 = **4.226** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/122,166.0 + 0.567×280,104,260.4×-995.9/79,580,692,838.0 = **0.587** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.560 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h3} = n_h \cdot (1 + \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 1.5 / 2) = 10.850

$d_{vh2} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 622.053 = 352.632 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (417.9 + 277.9) / 2 = 347.947 mm

▪ 탄성계수비에 의한 환산 단면계수

구 분	n	$A_{vh3}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh3}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	10.9	29,216.6	974.7	2.848E+07	2.776E+10	4.525E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	245,268.0	1,802.7	1.448E+08	1.855E+11	4.258E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 144,842,621.4 / 245,268.0 = 590.548 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 590.548 = 384.136 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,578,912,346.9 + 185,467,464,491.0 - 245,268.0 × 590.548² = 1.425E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh3} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 590.548 = 599.452 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 599.452 - 240.0 = 359.452 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh3} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v3}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 590.548 = 449.452 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 449.452 - (90.0+50.0) = 309.452 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 590.548 = 321.452 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 321.452 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,502.548 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 458,105.5 + (2.669+2.048)/2 × 317,000.0 × 352.6 / 347.9 = 1.216E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 1,215,867.8 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 1.042E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 1,042,172.4 × 384.1 = 4.003E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{h3} = E_h / (1 + \phi_{d1} / 2)$ = 32,902.0 / (1 + 1.5 / 2) = 18,801.143 MPa

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 1.566 + 2.930 + 0.570 + -0.322 + -0.510 = 4.235 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 1.307 + 2.446 + 0.379 + -0.237 + -0.540 = 3.355 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (1,042,172/245,268+0.560 \times 400,336,137 \times 599/142,509,807,076) = \mathbf{0.742}$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (1,042,172/245,268+0.560 \times 400,336,137 \times 359/142,509,807,076) = \mathbf{0.688}$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (1,042,172.4/245,268.0 + 0.560 \times 400,336,136.9 \times 449.5/142,509,807,076.4)$

$- 18,801.1 \times 4.235 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-3.173}$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (1,042,172.4/245,268.0 + 0.560 \times 400,336,136.9 \times 309.5/142,509,807,076.4)$

$- 18,801.1 \times 3.355 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-2.440}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 1,042,172.4/245,268.0+0.560 \times 400,336,136.9 \times 321.5/142,509,807,076.4 = \mathbf{4.755}$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 1,042,172.4/245,268.0+0.560 \times 400,336,136.9 \times -1,502.5/142,509,807,076.4 = \mathbf{1.886}$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.560 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_{h4} = n_h \cdot (1 + 2 \cdot \phi_{d1}/2)$ = 6.2 × (1 + 2 × 1.5 / 2) = 15.500

구 분	n	$A_{vh4}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ovh4}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	15.5	20,451.6	974.7	1.993E+07	1.943E+10	3.168E+07	
SLAB	7.0	127,971.4	1,088.8	1.393E+08	1.517E+11	5.206E+08	
합 계	-	236,503.0	1,802.7	1.363E+08	1.771E+11	4.257E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 136,299,533.8 / 236,503.0 = 576.312 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 576.312 = 398.373 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,565,336,030.2 + 177,140,649,102.6 - 236,503.0 × 576.312² = 1.412E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,vh4} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 576.312 = 613.688 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 613.688 - 240.0 = 373.688 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,vh4} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{v4}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 576.312 = 463.688 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 463.688 - (90.0+50.0) = 323.688 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 576.312 = 335.688 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 335.688 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,488.312 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{vhe} = E_s \cdot \varepsilon_h \cdot A_h/n_{h4}$ = 205,000.0×0.000225×317,000.0 / 15.5 = 9.433E+05 N

▪ P_{ve}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{vhe} = P_{vhe} \times d_{h,hs}$ = 943,330.6 × 398.4 = 3.758E+08 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{h4} = E_s / n_{h4}$ = 205,000.0 / 15.5 = 13,225.806 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cu,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/236,503+0.560×375,797,056×614/141,154,932,237) = **0.700** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/236,503+0.560×375,797,056×374/141,154,932,237) = **0.649** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/236,503.0 + 0.560\times 375,797,055.6\times 463.7/141,154,932,237.0)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = \mathbf{-2.674}$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/236,503.0 + 0.560\times 375,797,055.6\times 323.7/141,154,932,237.0)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = \mathbf{-2.687}$ MPa

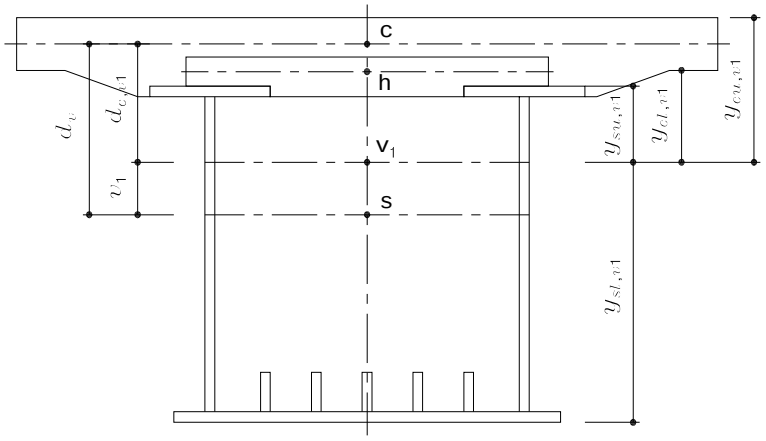
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/236,503.0 + 0.560\times 375,797,055.6\times 335.7/141,154,932,237.0 = \mathbf{4.489}$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/236,503.0 + 0.560\times 375,797,055.6\times -1,488.3/141,154,932,237.0 = \mathbf{1.770}$ MPa



(9) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k_2 = 0.560 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$d_{vc} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 622.053 = 466.785 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (567.9 + 327.947) / 2 = 447.947 mm

구 분	n	$A_{v1}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov1}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	14.0	63,985.7	1,088.8	6.967E+07	7.586E+10	2.603E+08	
합 계	-	203,194.7	1,802.7	9.653E+07	1.304E+11	4.235E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 96,530,268.8 / 203,194.7 = 475.063 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,088.838 - 475.063 = 613.775 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 42,352,535,262.6 + 130,425,087,980.8 - 203,194.7 × 475.063² = 1.269E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v1} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 475.063 = 714.937 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 714.937 - 240.0 = 474.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v1} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v1}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 475.063 = 564.937 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 564.937 - (90.0+50.0) = 424.937 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 475.063 = 436.937 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 436.937 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,387.063 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (0.686+0.396)/2 \times 895,800.0 \times 466.785/447.947$ = 5.052E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 505,249.3 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 5.052E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 505,249.3 \times 613.8$ = 3.101E+08 N·mm

▪ Half-Deck콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

$f_{cu,v}$ = = 0.686 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.396 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (505,249.3/203,194.7 + 0.560 \times 310,109,455.7 \times 714.9/126,919,681,725.0)$

$- 13,902.0 \times 0.686 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.439** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (505,249.3/203,194.7 + 0.560 \times 310,109,455.7 \times 474.9/126,919,681,725.0)$

$- 13,902.0 \times 0.396 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.172** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (505,249/203,195 + 0.560 \times 310,109,456 \times 565/126,919,681,725)$ = **0.526** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (505,249/203,195 + 0.560 \times 310,109,456 \times 425/126,919,681,725)$ = **0.495** MPa

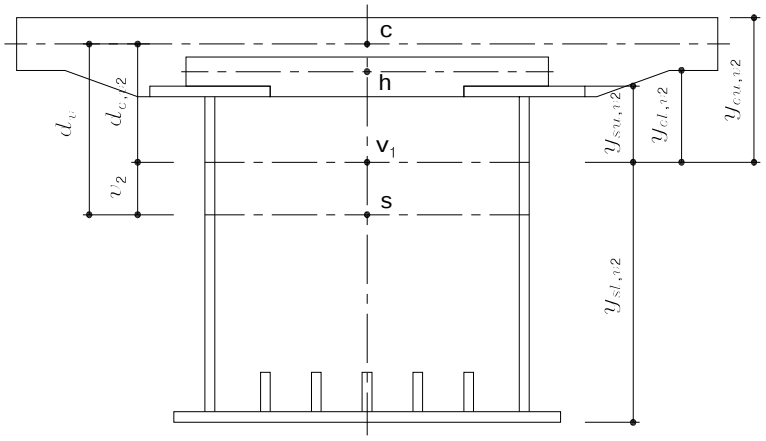
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 505,249.3/203,194.7 + 0.560 \times 310,109,455.7 \times 436.9/126,919,681,725.0$ = **3.084** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 505,249.3/203,194.7 + 0.560 \times 310,109,455.7 \times -1,387.1/126,919,681,725.0$ = **0.589** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.560 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

구 분	n	$A_{v2}(mm^2)$	Y(mm)	$A \cdot Y(mm^3)$	$A \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{ov2}(mm^4)$	비고
STEEL	1.0	88,080.0	-260.8	-2.297E+07	5.993E+09	4.201E+10	
Half-Deck	6.2	51,129.0	974.7	4.983E+07	4.857E+10	7.920E+07	
SLAB	21.0	42,657.1	1,088.8	4.645E+07	5.057E+10	1.735E+08	
합 계	-	181,866.2	1,802.7	7.331E+07	1.051E+11	4.227E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 73,306,911.7 / 181,866.2 = 403.082 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,088.838 - 403.082 = 685.756 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 42,265,762,637.3 + 105,138,616,320.4 - 181,866.2 × 403.082² = 1.179E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심축에서 SLAB 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{cu,v2} = h/2 + (T_c+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (240.0+50.0) - 403.082 = 786.918 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 786.918 - 240.0 = 546.918 mm

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{hu,v2} = h/2 + (T_{c1}+T_h) - \delta_{c,v2}$ = 1,800.0/2 + (90.0+50.0) - 403.082 = 636.918 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 636.918 - (90.0+50.0) = 496.918 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 12.0 - 403.082 = 508.918 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 508.918 - (1,800.0+12.0+12.0) = -1,315.082 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×895,800.0 / 21.0 = 2.361E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,361,072.9 × 685.8 = 1.619E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/181,866.2 + 0.560 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/786.9)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.729$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/181,866.2 + 0.560 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/546.9)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.817$ MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/181,866.2 + 0.560 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/636.9) = 2.884$ MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/181,866.2 + 0.560 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/496.9) = 2.711$ MPa

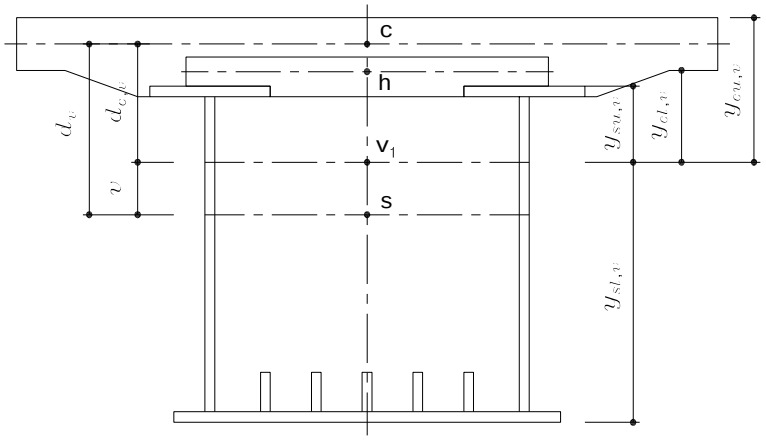
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/181,866.2 + 0.560 \times 1,619,120,573.7 \times 508.9/117,855,710,546.2 = 16.898$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/181,866.2 + 0.560 \times 1,619,120,573.7 \times -1,315.1/117,855,710,546.2 = 2.865$ MPa



(11) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

▪ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

$d_{h,v} = \delta_{yh} - \delta_{v2}$ = 974.685 - 622.053 = 352.632 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 622.053 = 466.785 mm

▪ 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vc1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×317,000.0 / 6.2 = 1.258E+06 N

▪ SLAB 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{vh2} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×895,800.0 / 7.0 = 3.148E+06 N

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = P_{vc1} + P_{vh2}$ = 1,257,774.2 + 3,148,097.142857 = 4.406E+06 N

▪ P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×352.6 + 3,148,097.1×466.8 = 1.913E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,405,871.3/267,180.5 + 0.560×1,913,016,200.0×567.9/145,511,977,460.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.383** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c\cdot\varepsilon_t$

= (1/7.0)×(4,405,871.3/267,180.5 + 0.560×1,913,016,200.0×327.9/145,511,977,460.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.636** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,405,871.3/267,180.5 + 0.560×1,913,016,200.0×417.9/145,511,977,460.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.792** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h\cdot(P_{v1}/A_v + k_2\cdot M_{v1}\cdot y_{hu,v}/I_v) - E_h\cdot\varepsilon_t$

= (1/6.2)×(4,405,871.3/267,180.5 + 0.560×1,913,016,200.0×277.9/145,511,977,460.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.958** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/267,180.5+0.560\times1,913,016,200.0\times289.9/145,511,977,460.7 = \mathbf{18.625}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/267,180.5+0.560\times1,913,016,200.0\times-1,534.1/145,511,977,460.7 = \mathbf{5.196}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 401.585/43,200.0 + 4.703/105,269,009.6 + 449.540/105,923,872.7 = 13.585$ MPa

※ υ = **13.6** MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 401.585/43,200.0 + 4.703/105,269,009.6 + 449.540/105,923,872.7 = 13.585$ MPa

※ υ = **13.6** MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 403.639/43,200.0 + 4.703/105,269,009.6 + 476.115/105,923,872.7 = 13.883$ MPa

※ υ = **13.9** MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· 0.K !!

(13) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$ = 1.000

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.1)

- 압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b / 10.5$ = 10.3 mm $\leq t_u$ = 12 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 16$ = 6.8 mm $\leq t_u$ = 12 mm $\geq b / 10.5$ = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 296.3 MPa

- 허용 휨 압축응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	21,600.0	mm^2	A_w/A_c = 4.500 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,800.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.291		

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

$8/K$ = 3.3 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0 ≤ 27.0

⇒② f_{ca} = 215.0 - 2.4 ($K \cdot l/b$ - 7.5) = 215.0-2.4×(2.291×2,400.0/400.0-7.5) = 200.3 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 200.3 MPa

∴ f_{ca} = **215.0** MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

- SLAB 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890 MPa

- Half-Deck 허용응력

f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 20.000 MPa (f_{ck} = 50.0 MPa 사용)

f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 2.500 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	4.496	3.753	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	3.665	2.976	20.000	20.000
1+2+3+5+6	2.830	1.634	10.800	10.800	6.016	4.540	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	2.104	0.982	10.800	10.800	3.579	2.618	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	1.721	0.346	12.420	12.420	2.787	1.660	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	2.488	1.618	12.420	12.420	4.371	3.577	23.000	23.000
1+2+4+5+6	0.684	0.395	13.500	13.500	1.302	0.908	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	2.829	1.633	13.500	13.500	3.084	2.093	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	2.103	0.981	13.500	13.500	0.648	0.172	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	1.720	0.345	14.580	14.580	-0.145	-0.787	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	2.486	1.617	14.580	14.580	1.440	1.130	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	23.665	-36.365	200.318	215.000
1+5+6	30.120	-35.437	215.000	215.000
1+2+3+5+6	40.233	-88.944	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	69.459	-81.835	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	88.084	-76.638	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	50.834	-87.031	279.500	247.250
1+2+4+5+6	17.140	-24.668	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	24.806	-65.222	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	54.031	-58.112	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	72.656	-52.916	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	35.406	-63.308	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(14) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.014	0.029	0.012	0.012	0.026	0.040	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.020	0.027	0.012	0.012	0.031	0.039	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.035	0.171	0.012	0.012	0.047	0.183	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.079	0.145	0.012	0.012	0.091	0.157	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.099	0.096	0.012	0.012	0.111	0.108	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.033	0.124	0.012	0.012	0.045	0.136	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.004	0.008	0.008	0.008	0.012	0.017	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.009	0.059	0.008	0.008	0.016	0.067	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.040	0.047	0.008	0.008	0.048	0.055	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.063	0.033	0.008	0.008	0.071	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.015	0.048	0.008	0.008	0.023	0.055	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{88.084}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{13.585}{125.000}\right)^2 = 0.099 + 0.012 = 0.111 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-88.944}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{13.585}{125.000}\right)^2 = 0.171 + 0.012 = 0.183 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(15) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 6.8 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

t_{min} = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

t_{min} = Rib간격/80 = 2,400.0 / (3 × 80) = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

- 합 성 전

t_{min} = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 23.665) = 3.01 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 579.9 /(206 ×1.200) = 2.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 88.084) = 1.56 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

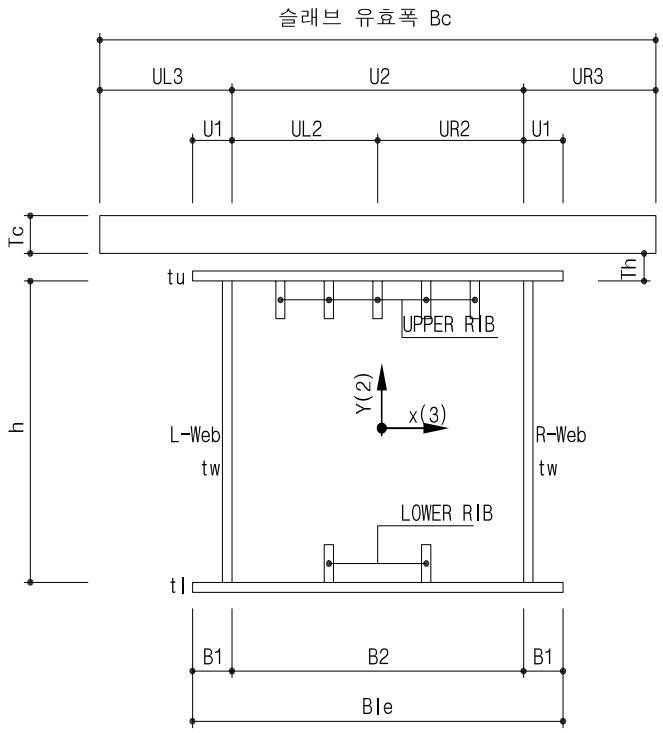
하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	5.845	4.879	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	5.014	4.102	30.000	O.K !!
1+2+3+11	5.118	2.541	16.200	O.K !!	9.624	6.960	30.000	O.K !!
1+2+3-11	5.885	3.812	16.200	O.K !!	11.208	8.877	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	5.501	3.177	16.200	O.K !!	9.584	7.142	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	4.775	2.524	16.200	O.K !!	7.147	5.220	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	4.392	1.888	16.200	O.K !!	6.355	4.262	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	5.159	3.160	16.200	O.K !!	7.939	6.179	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	0.890	0.514	16.200	O.K !!	1.943	1.414	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	5.117	2.540	16.200	O.K !!	9.623	6.960	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	5.883	3.812	16.200	O.K !!	11.207	8.877	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	5.500	3.176	16.200	O.K !!	5.774	3.961	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	4.774	2.524	16.200	O.K !!	3.337	2.040	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	4.391	1.888	16.200	O.K !!	2.544	1.081	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	5.158	3.159	16.200	O.K !!	4.129	2.998	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	30.764	-47.275	355.000	O.K !!
1+5+6	37.219	-46.346	355.000	O.K !!
1+2+3+11	69.048	-146.091	355.000	O.K !!
1+2+3-11	31.798	-156.483	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	56.878	-150.359	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	86.104	-143.249	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	104.729	-124.624	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	80.908	-148.445	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	20.349	-32.360	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	69.044	-146.069	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	31.794	-156.462	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	36.824	-119.526	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	66.050	-112.416	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	84.674	-107.220	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	47.425	-117.612	355.000	O.K !!

4.7.2 정모멘트

[G1 : 단면 - 1] : 절점 1 로 부터 이격거리 2.497 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	440.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,600.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,708.487
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	662.816
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	88.433
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	1,382.706
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-611.330
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-244.178
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-16.377
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-564.916
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-227.710
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-24.134
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-74.095
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-597.250

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

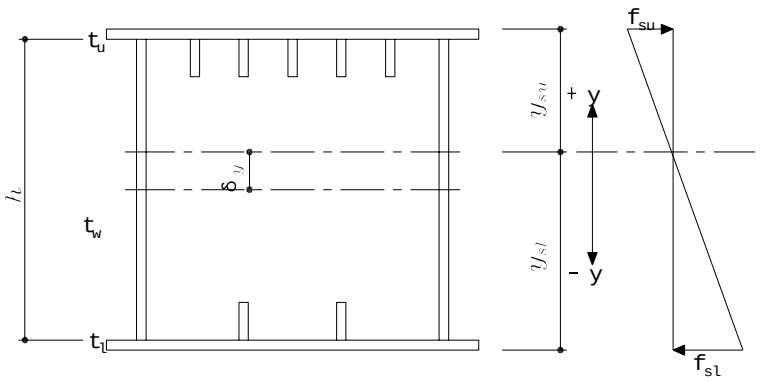
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	806.0	2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	725.0	6.525E+06	4.731E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-725.0	-2.610E+06	1.892E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-806.0	-2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		114,360.0	-	3.915E+06	4.778E+10	8.216E+09
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 440.0	1,980,000.0	1,070.0	2.119E+09	2.267E+12	3.194E+10
SLAB 단면 합계		1,980,000.0	-	2.119E+09	2.267E+12	3.194E+10

※ A_s = 114,360.0 mm^2 A_{c1} = 1,980,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 3,915,000.0 / 114,360.0 = 34.234 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,600.0 / 2 + 12.0 - 34.234 = 777.766 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,600.0 / 2 + 12.0 + 34.234 } = -846.234 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 8,216,385,320.0 + 47,783,811,960.0 - 114,360.0 × 34.234² = 5.587E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 1,708.487×777.8/55,866,171,178.2 = **23.785** MPa

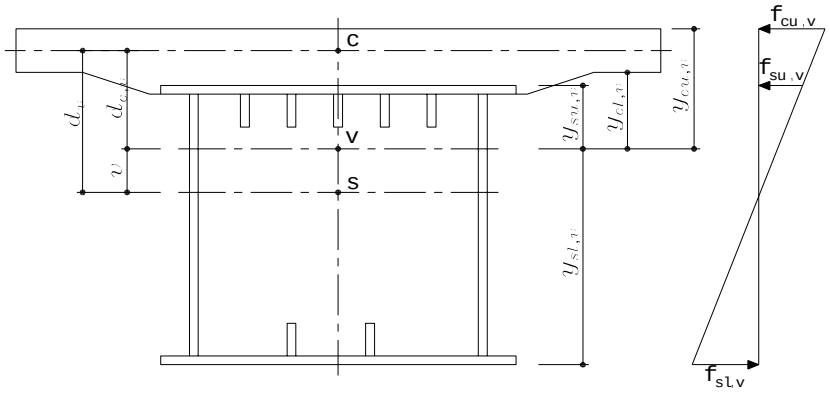
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 1,708.487×-846.2/55,866,171,178.2 = **-25.879** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 3.888E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 611.330 / 38,400.0 + 227.710 / (2 × 3,888,144.0 × 12.0) = **18.360** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,980,000.0 / 7.0 = 282,857.1 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 31,944,000,000.0 / 7.0 = 4.563E+09 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 114,360.0 + 282,857.1 = 397,217.1 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 777.8 - 12.0 + 50.0 + 440.0/2 = 1,035.8 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 282,857.1 × 1,035.8 / 397,217.1 = 737.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,035.8 - 737.6 = 298.2 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 55,866,171,178.2+114,360.0×737.6² +4,563,428,571.4+282,857.1×298.2² = 1.478E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 777.8 - 737.6 = 40.2 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -846.2 - 737.6 = -1,583.8 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 298.2 + 440.0 / 2 = 518.2 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 518.2 - 440.0 = 78.2 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 662.816×40.2/147,794,425,897.8 = **0.180** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 662.816×-1,583.8/147,794,425,897.8 = **-7.103** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 662.816×518.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.332** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 662.816×78.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.050** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 3.964E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 244.178 / 38,400.0 + 24.134 / (2 × 3,963,949.7 × 12.0) = **6.612** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,382.706×40.2/147,794,425,897.8 = **0.376** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,382.706×-1,583.8/147,794,425,897.8 = **-14.817** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,382.706×518.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.693** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,382.706×78.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.105** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 564.916 / 38,400.0 + 597.250 / (2 × 3,963,949.7 × 12.0) = **20.989** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 88.433×40.2/147,794,425,897.8 = **0.024** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 88.433×-1,583.8/147,794,425,897.8 = **-0.948** MPa

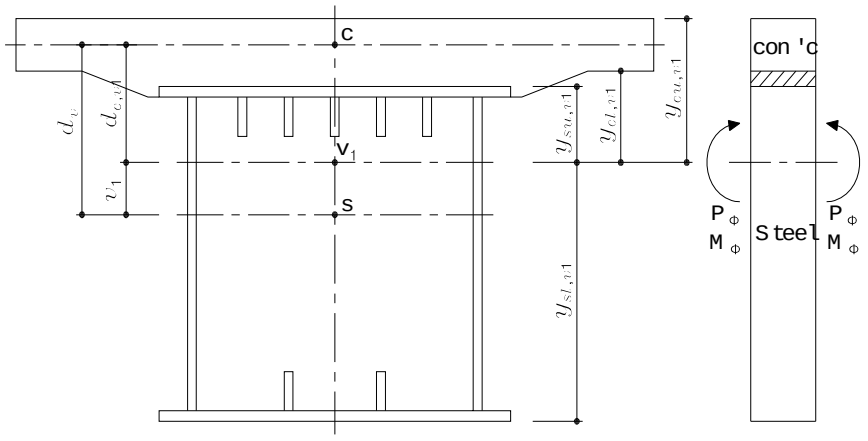
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 88.433×518.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.044** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 88.433×78.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.007** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 16.377 / 38,400.0 + 74.095 / (2 × 3,963,949.7 × 12.0) = **1.205** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.917 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 114,360.0 + 1,980,000.0 / 14.0 = 2.558E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,980,000.0/14.0)×1,035.8 / 255,788.6 = 572.7 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,035.8 - 572.7 = 463.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (55,866,171,178.2 + 114,360.0×572.7²) + (31,944,000,000.0/14.0 + 1,980,000.0/14.0 × 463.1²) = 1.260E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 777.8 - 572.7 = 205.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -846.2 - 572.7 = -1,418.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 463.1 + 440.0 / 2 = 683.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 683.1 - 440.0 = 243.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 662.8 × 298.2 × 1,980,000.0 / (7.0 × 147,794,425,897.8) = 3.783E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 378,276.8 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 3.783E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 378,276.8 × 463.1 = 1.752E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 662.816×518.2/(147,794,425,897.8×7.0) = 0.332 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 662.816×78.2/(147,794,425,897.8×7.0) = 0.050 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (378,276.8/255,788.6 + 0.917 \times 175,171,878.6 \times 683.1/125,982,829,056.2)$

$- 13,902.0 \times 0.332 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.164}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (378,276.8/255,788.6 + 0.917 \times 175,171,878.6 \times 243.1/125,982,829,056.2)$

$- 13,902.0 \times 0.050 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{0.078}$ MPa

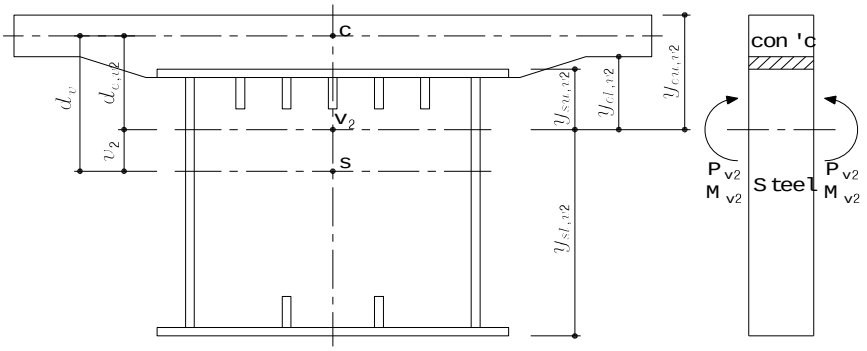
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 378,276.8/255,788.6 + 0.917 \times 175,171,878.6 \times 205.1/125,982,829,056.2 = \mathbf{1.740}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 378,276.8/255,788.6 + 0.917 \times 175,171,878.6 \times -1,418.9/125,982,829,056.2 = \mathbf{-0.330}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 114,360.0 + 1,980,000.0 / 21.0 = 2.086E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,980,000.0/21.0)\times1,035.8 / 208,645.7 = 468.1$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,035.8 - 468.1 = 567.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (55,866,171,178.2 + 114,360.0\times468.1^2) + (31,944,000,000.0/21.0 + 1,980,000.0/21.0 \times 567.7^2) = 1.128E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 777.8 - 468.1 = 309.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -846.2 - 468.1 = -1,314.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 567.7 + 440.0 / 2 = 787.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 787.7 - 440.0 = 347.7$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,980,000.0 / 21.0 = 5.219E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 5,218,714.3 \times 787.7 = 2.963E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(5,218,714.3/208,645.7 + 0.917\times2,962,714,825.0\times787.7/112,828,674,281.8) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-0.542}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(5,218,714.3/208,645.7 + 0.917\times2,962,714,825.0\times787.7/112,828,674,281.8) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.046}$ MPa

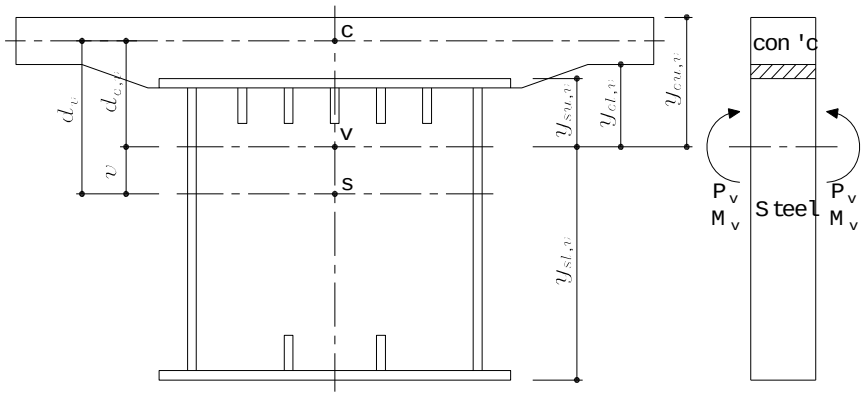
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 5,218,714.3/208,645.7 + 0.917\times2,962,714,825.0\times309.7/112,828,674,281.8 = \mathbf{32.468}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 5,218,714.3/208,645.7 + 0.917\times2,962,714,825.0\times-1,314.3/112,828,674,281.8 = \mathbf{-6.625}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,980,000.0 / 7.0 = 6.958E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 6,958,285.7 × 298.2 = 2.075E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(6,958,285.7/397,217.1 + 0.917×2,074,961,640.8×518.2/147,794,425,897.8)
- 27,804.0×0.000120 = **0.119** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(6,958,285.7/397,217.1 + 0.917×2,074,961,640.8×78.2/147,794,425,897.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.690** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 6,958,285.7/397,217.1+0.917×2,074,961,640.8×40.2/147,794,425,897.8 = **18.035** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 6,958,285.7/397,217.1+0.917×2,074,961,640.8×-1,583.8/147,794,425,897.8 = **-2.867** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,420.424/38,400.0 + 227.710/93,315,456.0 + 621.385/95,134,793.1 = 45.962$ MPa

※ υ = 46.0 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 871.885/38,400.0 + 227.710/93,315,456.0 + 98.229/95,134,793.1 = 26.178$ MPa

※ υ = 26.2 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,428.613/38,400.0 + 227.710/93,315,456.0 + 658.432/95,134,793.1 = 46.565$ MPa

※ υ = 46.6 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u \cdot i \cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u \cdot i \cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	23.785	-25.879	166.433	215.000
1+2+3	1.025	0.155	10.800	10.800	24.342	-47.800	215.000	215.000
1+2+3+5	0.860	0.232	10.800	10.800	26.082	-48.129	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.319	-0.814	10.800	1.890	58.550	-54.755	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.438	-1.504	12.420	2.174	76.585	-57.621	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	0.200	-0.124	12.420	2.174	40.515	-51.888	279.500	247.250
1+2+4	0.376	0.057	12.960	12.960	23.990	-33.930	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.047	0.158	13.500	13.500	24.354	-48.273	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	0.883	0.236	13.500	13.500	26.094	-48.603	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.341	-0.810	13.500	2.363	58.562	-55.229	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.460	-1.501	14.580	2.552	76.597	-58.095	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.222	-0.120	14.580	2.552	40.527	-52.362	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.020	0.014	0.135	0.135	0.156	0.150	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.013	0.049	0.135	0.135	0.148	0.185	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.011	0.050	0.135	0.135	0.146	0.185	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.056	0.065	0.135	0.135	0.191	0.200	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.075	0.054	0.135	0.135	0.210	0.190	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.021	0.044	0.135	0.135	0.156	0.179	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.009	0.017	0.030	0.030	0.039	0.048	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.008	0.032	0.089	0.089	0.097	0.121	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.009	0.033	0.089	0.089	0.098	0.122	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.047	0.042	0.089	0.089	0.136	0.131	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.070	0.040	0.089	0.089	0.158	0.129	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.019	0.033	0.089	0.089	0.108	0.121	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{76.585}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{45.962}{125.000}\right)^2 = 0.075 + 0.135 = 0.210 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-54.755}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{45.962}{125.000}\right)^2 = 0.065 + 0.135 = 0.200 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,600.0 /(206 × 1.200) = 6.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 23.785) = 3.01 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

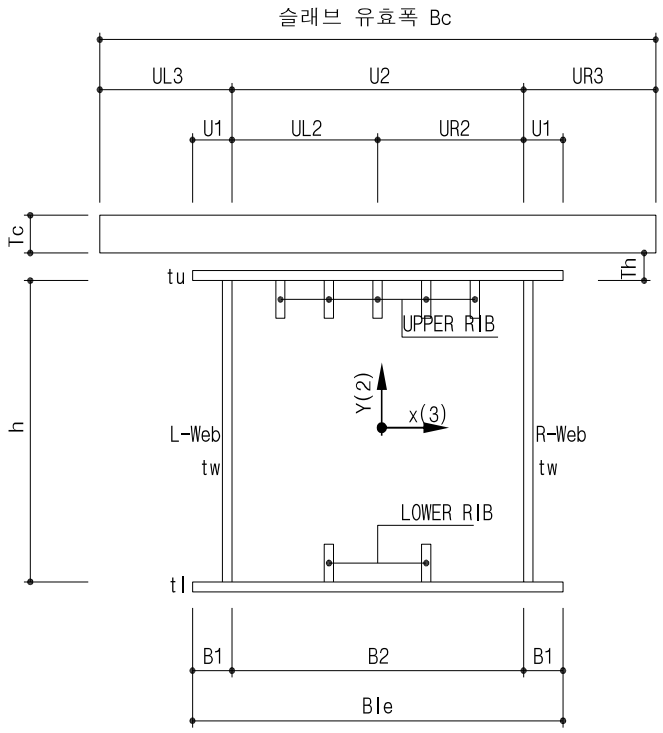
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	30.921	-33.643	355.000	O.K !!
1+2+3	1.921	0.290	16.200	O.K !!	31.964	-74.734	355.000	O.K !!
1+2+3+7	2.039	0.980	16.200	O.K !!	49.999	-77.601	355.000	O.K !!
1+2+3+5	1.756	0.368	16.200	O.K !!	33.704	-75.064	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.215	-0.679	16.200	O.K !!	66.172	-81.689	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.334	-1.369	16.200	O.K !!	84.207	-84.556	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	1.096	0.012	16.200	O.K !!	48.137	-78.823	355.000	O.K !!
1+2+4	0.476	0.072	16.200	O.K !!	31.180	-43.825	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	1.943	0.293	16.200	O.K !!	31.976	-75.208	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.062	-0.397	16.200	O.K !!	50.011	-78.075	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	1.779	0.371	16.200	O.K !!	33.716	-75.538	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.237	-0.675	16.200	O.K !!	66.184	-82.163	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.356	-1.365	16.200	O.K !!	84.219	-85.030	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.118	0.015	16.200	O.K !!	48.149	-79.297	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 2] : 절점 3 로 부터 이격거리 2.773 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	5,444.942
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,218.165
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	91.841
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,858.787
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-174.854
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-73.263
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-3.562
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-360.798
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-170.851
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-24.071
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-58.675
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-436.521

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

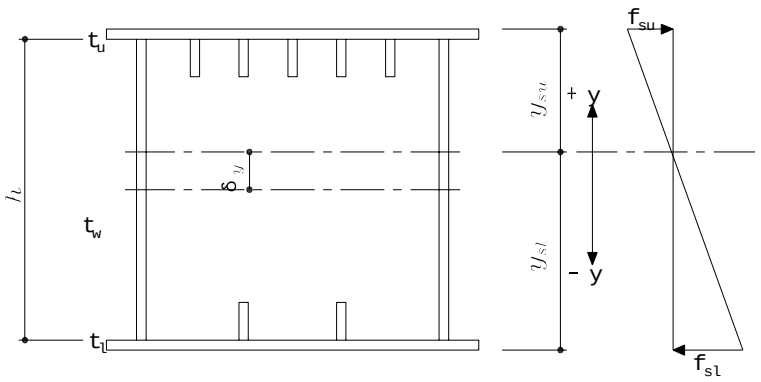
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	825.0	7.425E+06	6.126E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		119,160.0	-	4.455E+06	6.058E+10	1.169E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 119,160.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 4,455,000.0 / 119,160.0 = 37.387 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 37.387 = 874.613 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 37.387 } = -949.387 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,385,320.0 + 60,584,043,960.0 - 119,160.0 × 37.387² = 7.211E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 5,444.942×874.6/72,105,871,500.5 = **66.045** MPa

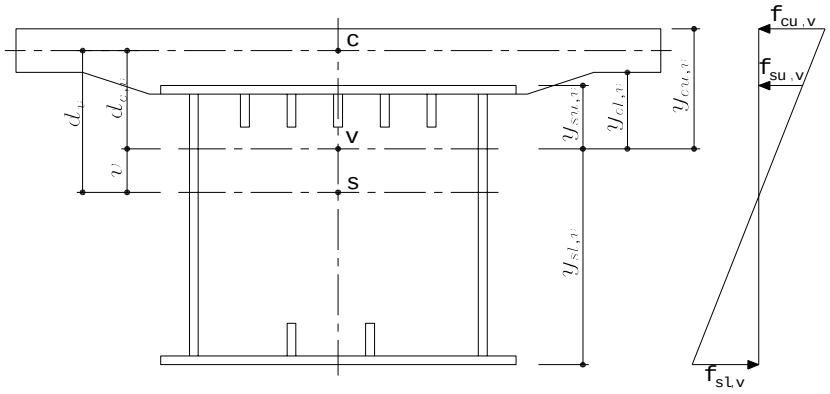
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 5,444.942×-949.4/72,105,871,500.5 = **-71.691** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 174.854 / 43,200.0 + 170.851 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **5.676** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 119,160.0 + 154,285.7 = 273,445.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 874.6 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,032.6 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,032.6 / 273,445.7 = 582.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,032.6 - 582.6 = 450.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 72,105,871,500.5+119,160.0×582.6² +740,571,428.6+154,285.7×450.0² = 1.445E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 874.6 - 582.6 = 292.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -949.4 - 582.6 = -1,532.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 450.0 + 240.0 / 2 = 570.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 570.0 - 240.0 = 330.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,218.165×292.0/144,536,761,781.5 = **4.481** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,218.165×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-23.511** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,218.165×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **1.250** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,218.165×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.723** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 73.263 / 43,200.0 + 24.071 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **1.923** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,858.787×292.0/144,536,761,781.5 = **7.795** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,858.787×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-40.901** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,858.787×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **2.174** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,858.787×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **1.259** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 360.798 / 43,200.0 + 436.521 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **12.474** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 91.841×292.0/144,536,761,781.5 = **0.186** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 91.841×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-0.973** MPa

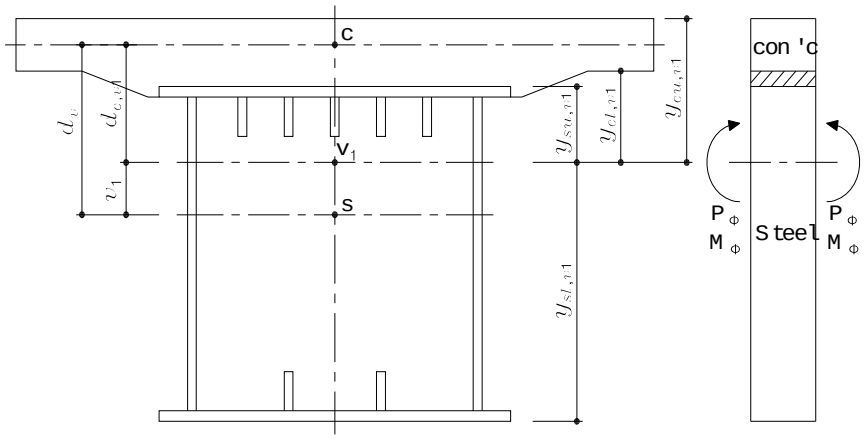
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 91.841×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.052** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 91.841×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.030** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 3.562 / 43,200.0 + 58.675 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.637** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.593 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.963E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,032.6 / 196,302.9 = 405.8 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,032.6 - 405.8 = 626.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (72,105,871,500.5 + 119,160.0×405.8²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 626.8²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 874.6 - 405.8 = 468.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -949.4 - 405.8 = -1,355.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 626.8 + 240.0 / 2 = 746.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 746.8 - 240.0 = 506.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,218.2 × 450.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 144,536,761,781.5) = 1.065E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 1,065,463.1 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.065E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 1,065,463.1 × 626.8 = 6.679E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,218.165×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 1.250 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,218.165×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 0.723 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,065,463.1/196,302.9 + 0.593 \times 667,851,632.1 \times 746.8/122,407,703,630.6)$

$- 13,902.0 \times 1.250 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.689}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,065,463.1/196,302.9 + 0.593 \times 667,851,632.1 \times 506.8/122,407,703,630.6)$

$- 13,902.0 \times 0.723 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.219}$ MPa

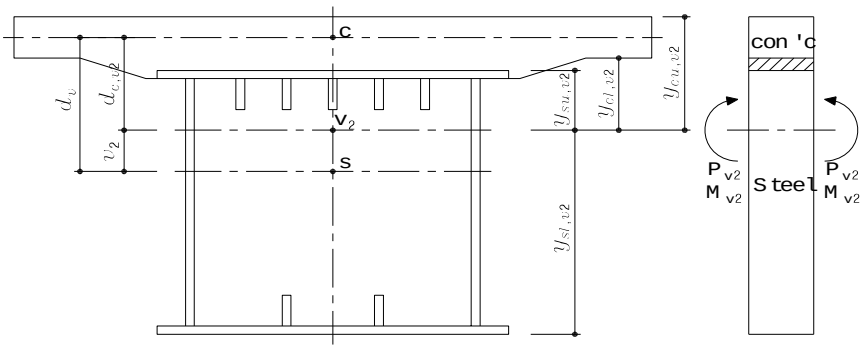
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,065,463.1/196,302.9 + 0.593 \times 667,851,632.1 \times 468.8/122,407,703,630.6 = \mathbf{6.943}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,065,463.1/196,302.9 + 0.593 \times 667,851,632.1 \times -1,355.2/122,407,703,630.6 = \mathbf{1.047}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.706E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,032.6 / 170,588.6 = 311.3$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,032.6 - 311.3 = 721.3$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (72,105,871,500.5 + 119,160.0\times311.3^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 721.3^2) = 1.107E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 874.6 - 311.3 = 563.3$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -949.4 - 311.3 = -1,260.7$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 721.3 + 240.0 / 2 = 841.3$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 841.3 - 240.0 = 601.3$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 841.3 = 2.053E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/170,588.6 + 0.593\times2,053,243,041.9\times841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.401}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/170,588.6 + 0.593\times2,053,243,041.9\times841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.526}$ MPa

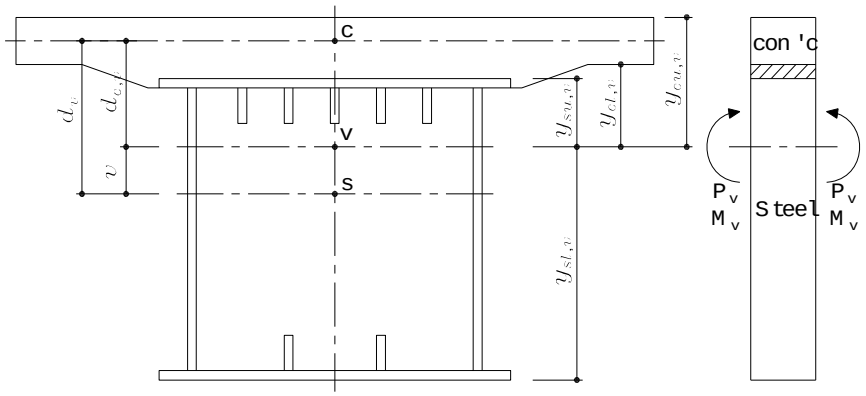
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.593\times2,053,243,041.9\times563.3/110,658,167,829.2 = \mathbf{22.880}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.593\times2,053,243,041.9\times-1,260.7/110,658,167,829.2 = \mathbf{2.826}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 450.0 = 1.708E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.593×1,707,882,181.7×570.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.784** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.593×1,707,882,181.7×330.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.024** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.593×1,707,882,181.7×292.0/144,536,761,781.5 = **15.924** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.593×1,707,882,181.7×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **3.154** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 608.915/43,200.0 + 170.851/104,893,056.0 + 460.592/105,885,421.7 = 20.074$ MPa

※ υ = 20.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 251.680/43,200.0 + 170.851/104,893,056.0 + 82.745/105,885,421.7 = 8.236$ MPa

※ υ = 8.2 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 610.696/43,200.0 + 170.851/104,893,056.0 + 489.930/105,885,421.7 = 20.392$ MPa

※ υ = 20.4 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 166.4 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 198.0 MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck}$ = 10.800 MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck}$ = 1.890 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	66.045	-71.691	166.433	215.000
1+2+3	3.424	1.982	10.800	10.800	78.321	-136.104	215.000	215.000
1+2+3+5	2.734	1.763	10.800	10.800	85.264	-135.057	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.333	0.237	10.800	10.800	108.144	-132.231	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.550	-0.787	12.420	2.174	124.069	-129.077	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.117	1.261	12.420	12.420	92.220	-135.385	279.500	247.250
1+2+4	1.301	0.753	12.960	12.960	70.711	-96.176	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.449	1.997	13.500	13.500	78.414	-136.591	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.760	1.778	13.500	13.500	85.357	-135.544	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.359	0.252	13.500	13.500	108.237	-132.718	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.576	-0.772	14.580	2.552	124.161	-129.564	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.143	1.276	14.580	14.580	92.313	-135.871	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.157	0.111	0.026	0.026	0.183	0.137	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.133	0.401	0.026	0.026	0.158	0.427	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.119	0.395	0.026	0.026	0.145	0.420	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.191	0.378	0.026	0.026	0.217	0.404	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.197	0.273	0.026	0.026	0.223	0.298	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.109	0.300	0.026	0.026	0.135	0.326	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.075	0.139	0.003	0.003	0.078	0.142	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.085	0.258	0.017	0.017	0.102	0.275	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.101	0.254	0.017	0.017	0.118	0.271	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.162	0.244	0.017	0.017	0.179	0.261	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.183	0.199	0.017	0.017	0.200	0.216	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.101	0.219	0.017	0.017	0.118	0.236	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{124.069}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{20.074}{125.000}\right)^2 = 0.197 + 0.026 = 0.223 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-136.104}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{20.074}{125.000}\right)^2 = 0.401 + 0.026 = 0.427 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 66.045) = 1.80 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

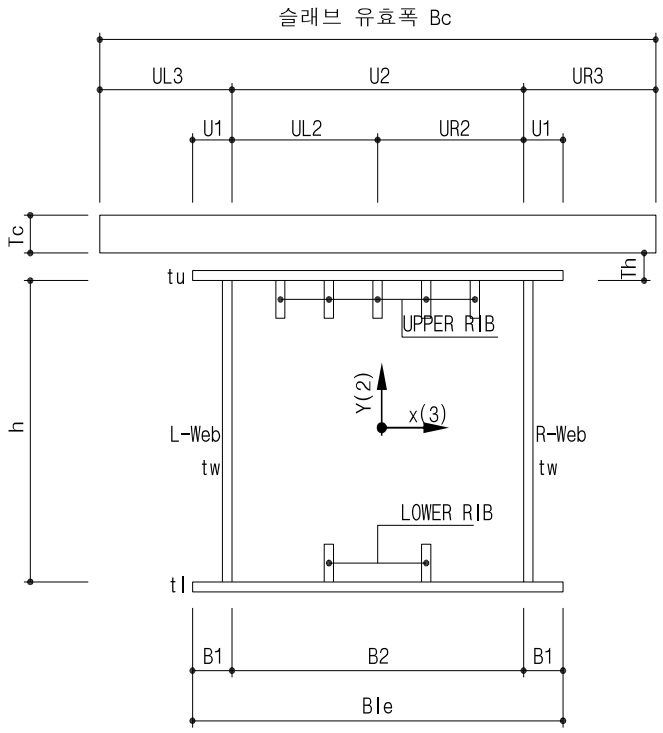
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	85.858	-93.199	355.000	O.K !!
1+2+3	6.298	3.646	16.200	O.K !!	108.443	-211.701	355.000	O.K !!
1+2+3+7	7.082	4.670	16.200	O.K !!	124.368	-214.855	355.000	O.K !!
1+2+3+5	5.609	3.428	16.200	O.K !!	115.387	-210.654	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.208	1.901	16.200	O.K !!	138.267	-207.828	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	3.425	0.878	16.200	O.K !!	154.191	-204.674	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.992	2.925	16.200	O.K !!	122.342	-210.982	355.000	O.K !!
1+2+4	1.676	0.970	16.200	O.K !!	91.869	-124.737	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	6.324	3.661	16.200	O.K !!	108.536	-212.188	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	5.541	2.638	16.200	O.K !!	124.460	-209.034	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	5.635	3.443	16.200	O.K !!	115.479	-211.141	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.234	1.916	16.200	O.K !!	138.359	-208.315	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	3.451	0.893	16.200	O.K !!	154.284	-205.161	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.018	2.940	16.200	O.K !!	122.435	-211.468	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 4] : 절점 33 로 부터 이격거리 3.745 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,781.259
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	981.568
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	23.282
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,164.202
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-160.747
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-79.343
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-2.266
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-312.095
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-76.255
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-12.173
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-6.751
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-281.465

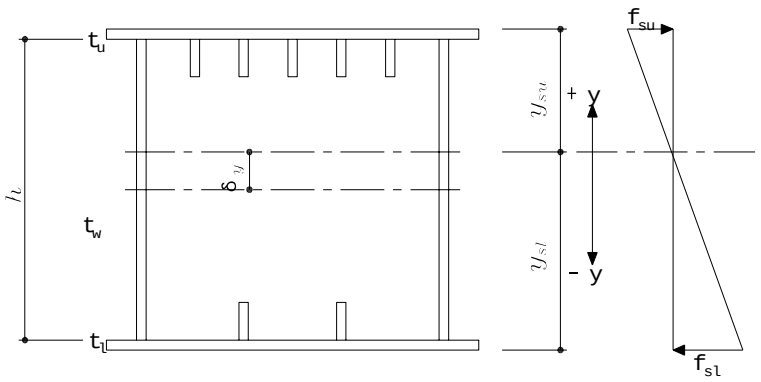
< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
※ A_s = 127,560.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2						

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.000 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 0.000 = 912.000 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 0.000 } = -912.000 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,135,320.0 + 66,301,293,960.0 - 127,560.0 × 0.000² = 7.801E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,781.259×912.0/78,005,429,280.0 = **32.517** MPa

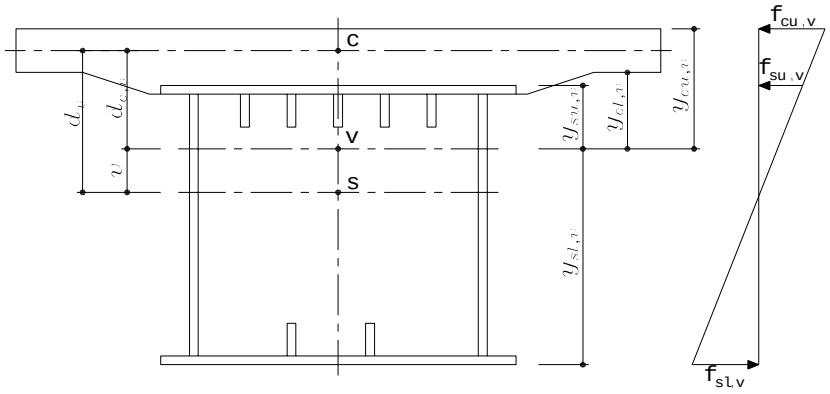
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,781.259×-912.0/78,005,429,280.0 = **-32.517** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 160.747 / 43,200.0 + 76.255 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **4.448** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 127,560.0 + 154,285.7 = 281,845.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 912.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,070.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,070.0 / 281,845.7 = 585.7 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,070.0 - 585.7 = 484.3 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 78,005,429,280.0+127,560.0×585.7² +740,571,428.6+154,285.7×484.3² = 1.587E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 912.0 - 585.7 = 326.3 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -912.0 - 585.7 = -1,497.7 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 484.3 + 240.0 / 2 = 604.3 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 604.3 - 240.0 = 364.3 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 981.568×326.3/158,691,928,328.5 = **2.018** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 981.568×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **-9.264** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 981.568×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.534** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 981.568×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.322** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 79.343 / 43,200.0 + 12.173 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **1.952** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,164.202×326.3/158,691,928,328.5 = **8.562** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,164.202×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **-39.302** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,164.202×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **2.265** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,164.202×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **1.366** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 312.095 / 43,200.0 + 281.465 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **9.883** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 23.282×326.3/158,691,928,328.5 = **0.048** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 23.282×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **-0.220** MPa

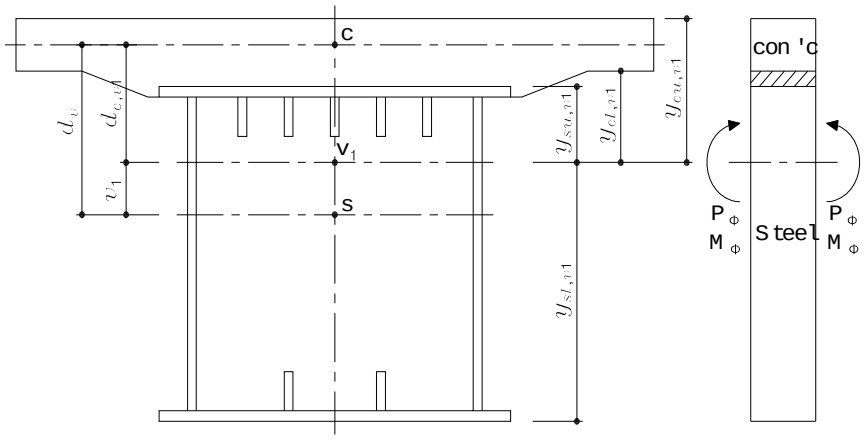
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 23.282×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.013** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 23.282×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.008** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 2.266 / 43,200.0 + 6.751 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.116** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.478 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.047E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,070.0 / 204,702.9 = 403.2 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,070.0 - 403.2 = 666.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×403.2²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 666.8²) = 1.334E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 912.0 - 403.2 = 508.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -912.0 - 403.2 = -1,315.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 666.8 + 240.0 / 2 = 786.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 786.8 - 240.0 = 546.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 981.6 × 484.3 × 1,080,000.0 / (7.0 × 158,691,928,328.5) = 4.621E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 462,145.0 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 4.621E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 462,145.0 × 666.8 = 3.081E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 981.568×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = 0.534 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 981.568×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = 0.322 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (462,145.0/204,702.9 + 0.478 \times 308,143,256.4 \times 786.8/133,412,604,534.5)$

$- 13,902.0 \times 0.534 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.311}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (462,145.0/204,702.9 + 0.478 \times 308,143,256.4 \times 546.8/133,412,604,534.5)$

$- 13,902.0 \times 0.322 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.117}$ MPa

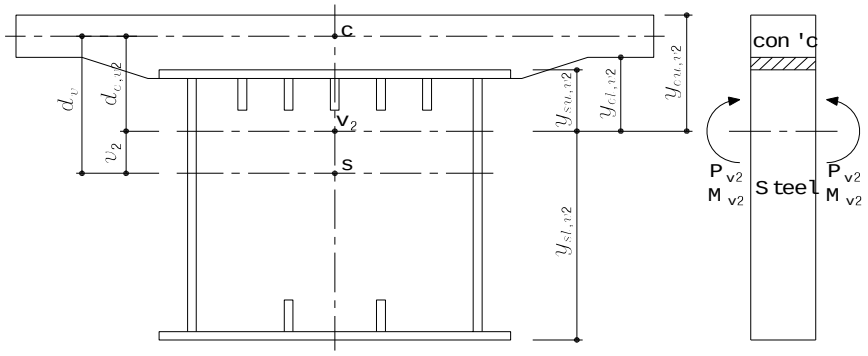
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 462,145.0/204,702.9 + 0.478 \times 308,143,256.4 \times 508.8/133,412,604,534.5 = \mathbf{2.820}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 462,145.0/204,702.9 + 0.478 \times 308,143,256.4 \times -1,315.2/133,412,604,534.5 = \mathbf{0.804}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.790E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,070.0 / 178,988.6 = 307.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,070.0 - 307.4 = 762.6$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (78,005,429,280.0 + 127,560.0\times307.4^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 762.6^2) = 1.202E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 912.0 - 307.4 = 604.6$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -912.0 - 307.4 = -1,219.4$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 762.6 + 240.0 / 2 = 882.6$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 882.6 - 240.0 = 642.6$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 882.6 = 2.171E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/178,988.6 + 0.478\times2,170,676,339.4\times882.6/120,214,773,924.1) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.515}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/178,988.6 + 0.478\times2,170,676,339.4\times882.6/120,214,773,924.1) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.614}$ MPa

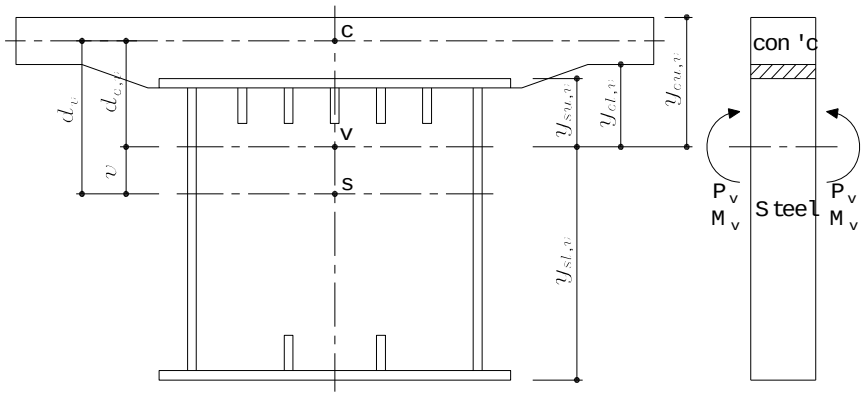
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/178,988.6 + 0.478\times2,170,676,339.4\times604.6/120,214,773,924.1 = \mathbf{21.126}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/178,988.6 + 0.478\times2,170,676,339.4\times-1,219.4/120,214,773,924.1 = \mathbf{5.370}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 484.3 = 1.838E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/281,845.7 + 0.478×1,838,009,177.1×604.3/158,691,928,328.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.934** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/281,845.7 + 0.478×1,838,009,177.1×364.3/158,691,928,328.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.124** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/281,845.7+0.478×1,838,009,177.1×326.3/158,691,928,328.5 = **15.274** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/281,845.7+0.478×1,838,009,177.1×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **5.168** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 552.184/43,200.0 + 76.255/104,893,056.0 + 293.639/105,885,421.7 = 16.282$ MPa

※ υ = 16.3 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 242.356/43,200.0 + 76.255/104,893,056.0 + 18.924/105,885,421.7 = 6.516$ MPa

※ υ = 6.5 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 553.317/43,200.0 + 76.255/104,893,056.0 + 297.014/105,885,421.7 = 16.340$ MPa

※ υ = 16.3 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	32.517	-32.517	166.433	215.000
1+2+3	2.799	1.687	10.800	10.800	43.097	-81.083	215.000	215.000
1+2+3+5	2.489	1.570	10.800	10.800	45.917	-80.278	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.973	-0.044	10.800	1.890	67.043	-74.909	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.039	-1.169	12.420	2.174	82.317	-69.741	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.908	1.080	12.420	12.420	51.768	-80.076	279.500	247.250
1+2+4	0.547	0.330	12.960	12.960	34.583	-42.001	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.805	1.691	13.500	13.500	43.121	-81.193	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.495	1.574	13.500	13.500	45.940	-80.388	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.980	-0.040	13.500	2.363	67.066	-75.018	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.045	-1.165	14.580	2.552	82.341	-69.851	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.914	1.084	14.580	14.580	51.792	-80.186	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.038	0.023	0.017	0.017	0.055	0.040	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.040	0.142	0.017	0.017	0.057	0.159	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.034	0.139	0.017	0.017	0.051	0.156	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.074	0.121	0.017	0.017	0.090	0.138	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.087	0.080	0.017	0.017	0.104	0.097	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.034	0.105	0.017	0.017	0.051	0.122	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.018	0.027	0.002	0.002	0.020	0.028	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.026	0.091	0.011	0.011	0.037	0.102	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.029	0.089	0.011	0.011	0.040	0.100	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.062	0.078	0.011	0.011	0.073	0.089	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.080	0.058	0.011	0.011	0.091	0.069	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.032	0.076	0.011	0.011	0.043	0.087	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{82.317}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{16.282}{125.000}\right)^2 = 0.087 + 0.017 = 0.104 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-81.083}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{16.282}{125.000}\right)^2 = 0.142 + 0.017 = 0.159 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 32.517) = 2.57 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

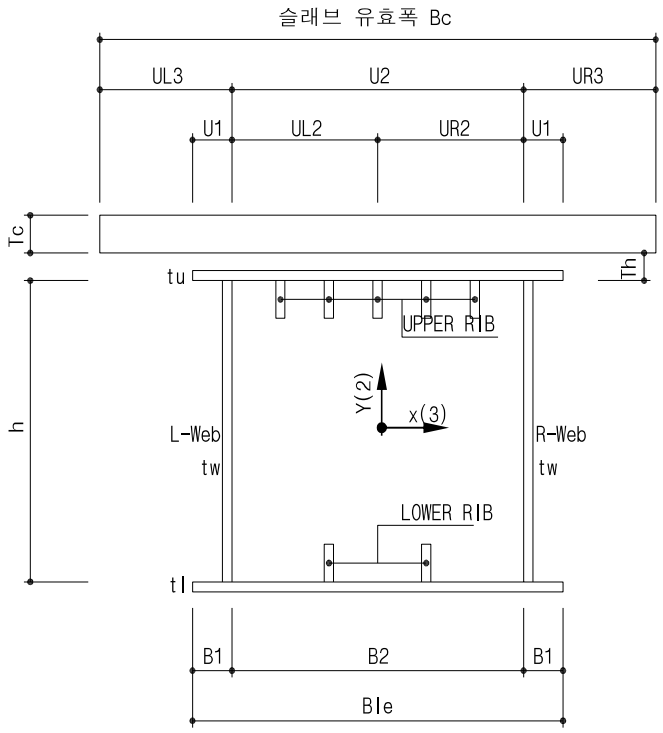
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	42.272	-42.272	355.000	O.K !!
1+2+3	5.564	3.354	16.200	O.K !!	63.303	-138.814	355.000	O.K !!
1+2+3+7	6.499	4.479	16.200	O.K !!	78.577	-143.981	355.000	O.K !!
1+2+3+5	5.254	3.237	16.200	O.K !!	66.123	-138.010	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	3.738	1.623	16.200	O.K !!	87.249	-132.640	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.804	0.498	16.200	O.K !!	102.523	-127.472	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.673	2.747	16.200	O.K !!	71.975	-137.807	355.000	O.K !!
1+2+4	0.707	0.426	16.200	O.K !!	44.944	-54.535	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	5.571	3.358	16.200	O.K !!	63.327	-138.924	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	4.636	2.234	16.200	O.K !!	78.601	-133.756	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	5.260	3.241	16.200	O.K !!	66.147	-138.119	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	3.745	1.627	16.200	O.K !!	87.273	-132.750	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.810	0.502	16.200	O.K !!	102.547	-127.582	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	4.679	2.751	16.200	O.K !!	71.999	-137.917	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 13] : 절점 23 로 부터 이격거리 3.470 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	6,418.595
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,585.504
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	74.728
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,470.285
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	173.743
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	80.637
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	5.291
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	395.057
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	127.332
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	59.077
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	27.235
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	383.397

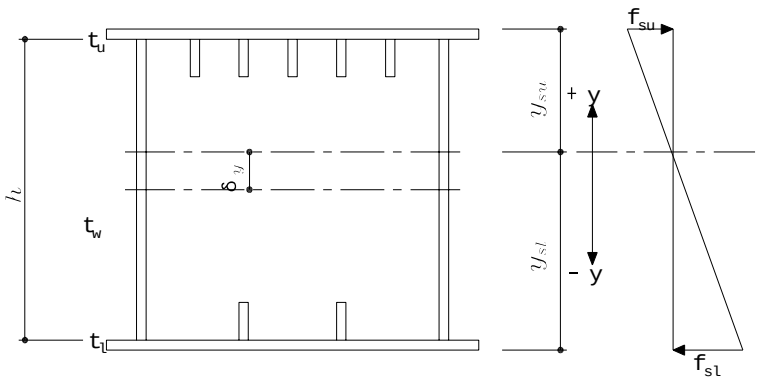
< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		121,260.0	-	5.198E+06	6.201E+10	1.169E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
※ A_s = 121,260.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2						

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 5,197,500.0 / 121,260.0 = 42.862 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 42.862 = 869.138 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 42.862 } = -954.862 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,692,322,820.0 + 62,013,356,460.0 - 121,260.0 × 42.862² = 7.348E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 6,418.595×869.1/73,482,901,725.6 = **75.918** MPa

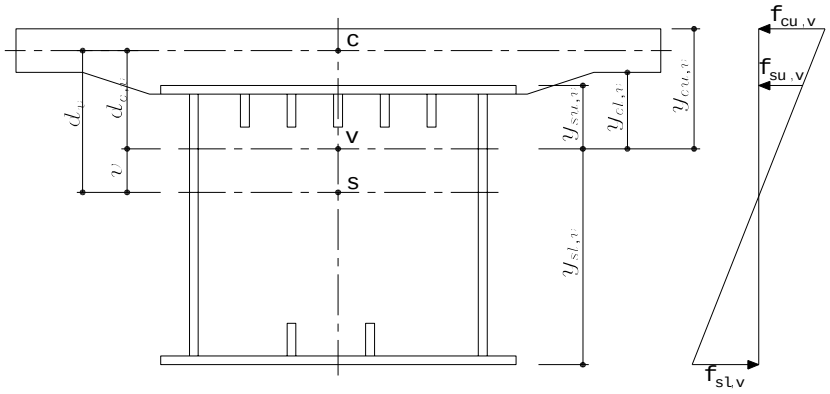
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 6,418.595×-954.9/73,482,901,725.6 = **-83.405** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 173.743 / 43,200.0 + 127.332 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **5.236** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 121,260.0 + 154,285.7 = 275,545.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 869.1 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,027.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,027.1 / 275,545.7 = 575.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,027.1 - 575.1 = 452.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 73,482,901,725.6+121,260.0×575.1² +740,571,428.6+154,285.7×452.0² = 1.459E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 869.1 - 575.1 = 294.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -954.9 - 575.1 = -1,530.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 452.0 + 240.0 / 2 = 572.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 572.0 - 240.0 = 332.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,585.504×294.0/145,855,433,460.9 = **5.212** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,585.504×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-27.121** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,585.504×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **1.449** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,585.504×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.841** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 80.637 / 43,200.0 + 59.077 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **2.425** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,470.285×294.0/145,855,433,460.9 = **9.011** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,470.285×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-46.892** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,470.285×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **2.505** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,470.285×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **1.454** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 395.057 / 43,200.0 + 383.397 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **12.766** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 74.728×294.0/145,855,433,460.9 = **0.151** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 74.728×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-0.784** MPa

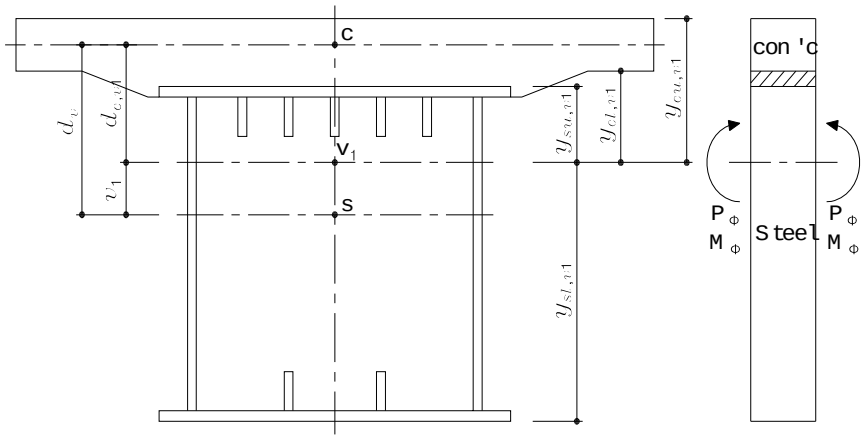
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 74.728×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.042** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 74.728×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.024** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 5.291 / 43,200.0 + 27.235 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.380** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.091 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 121,260.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.984E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,027.1 / 198,402.9 = 399.4 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,027.1 - 399.4 = 627.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (73,482,901,725.6 + 121,260.0×399.4²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 627.8²) = 1.236E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 869.1 - 399.4 = 469.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -954.9 - 399.4 = -1,354.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 627.8 + 240.0 / 2 = 747.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 747.8 - 240.0 = 507.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,585.5 × 452.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 145,855,433,460.9) = 1.236E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 1,236,234.5 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.236E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 1,236,234.5 × 627.8 = 7.761E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,585.504×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = 1.449 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,585.504×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = 0.841 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,236,234.5/198,402.9 + -0.091 \times 776,066,806.6 \times 747.8/123,595,111,403.6)$

$- 13,902.0 \times 1.449 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-1.034}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,236,234.5/198,402.9 + -0.091 \times 776,066,806.6 \times 507.8/123,595,111,403.6)$

$- 13,902.0 \times 0.841 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.417}$ MPa

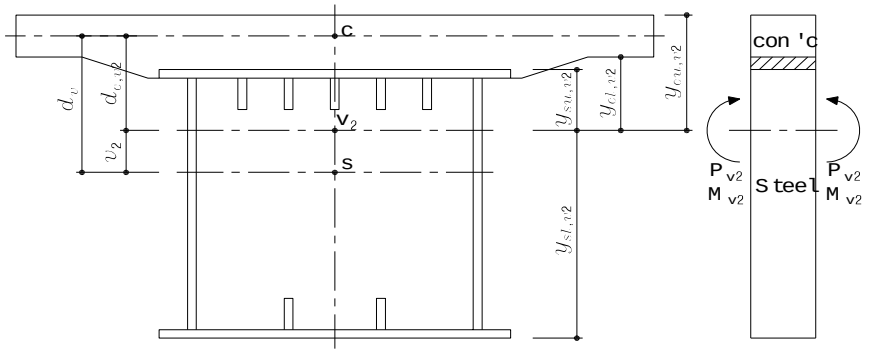
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,236,234.5/198,402.9 + -0.091 \times 776,066,806.6 \times 469.8/123,595,111,403.6 = \mathbf{5.961}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,236,234.5/198,402.9 + -0.091 \times 776,066,806.6 \times -1,354.2/123,595,111,403.6 = \mathbf{7.008}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 121,260.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.727E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,027.1 / 172,688.6 = 305.9$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,027.1 - 305.9 = 721.2$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (73,482,901,725.6 + 121,260.0\times305.9^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 721.2^2) = 1.118E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 869.1 - 305.9 = 563.2$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -954.9 - 305.9 = -1,260.8$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 721.2 + 240.0 / 2 = 841.2$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 841.2 - 240.0 = 601.2$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 841.2 = 2.053E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/172,688.6 + -0.091\times2,053,074,277.6\times841.2/111,828,940,350.9) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.918}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/172,688.6 + -0.091\times2,053,074,277.6\times841.2/111,828,940,350.9) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.899}$ MPa

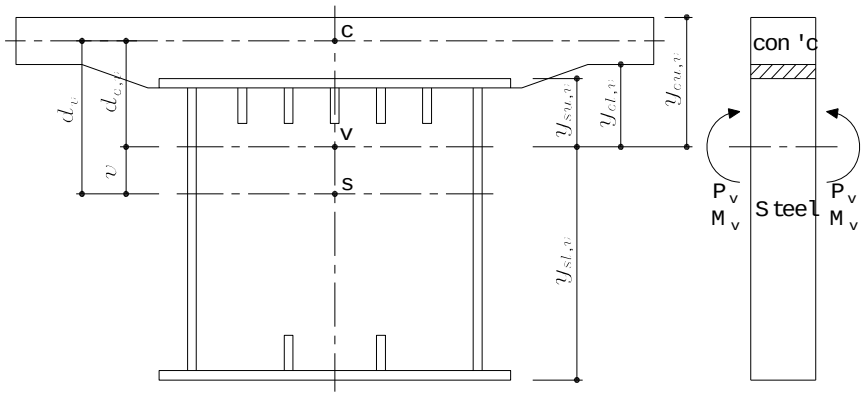
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/172,688.6 + -0.091\times2,053,074,277.6\times563.2/111,828,940,350.9 = \mathbf{15.538}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/172,688.6 + -0.091\times2,053,074,277.6\times-1,260.8/111,828,940,350.9 = \mathbf{18.600}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 452.0 = 1.716E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/275,545.7 + −0.091×1,715,589,322.8×572.0/145,855,433,460.9)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.457** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/275,545.7 + −0.091×1,715,589,322.8×332.0/145,855,433,460.9)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.420** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/275,545.7+−0.091×1,715,589,322.8×294.0/145,855,433,460.9 = **13.458** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/275,545.7+−0.091×1,715,589,322.8×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **15.420** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 649.438/43,200.0 + 127.332/104,893,056.0 + 442.474/105,885,421.7 = 20.426$ MPa

※ υ = 20.4 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 259.671/43,200.0 + 127.332/104,893,056.0 + 86.312/105,885,421.7 = 8.040$ MPa

※ υ = 8.0 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 652.083/43,200.0 + 127.332/104,893,056.0 + 456.091/105,885,421.7 = 20.616$ MPa

※ υ = 20.6 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	75.918	-83.405	166.433	215.000
1+2+3	3.953	2.294	10.800	10.800	90.141	-157.419	215.000	215.000
1+2+3+5	2.919	1.878	10.800	10.800	96.102	-150.410	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.001	-0.021	10.800	1.890	111.640	-131.810	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.456	-1.441	2.174	2.174	125.098	-116.390	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.458	1.399	12.420	12.420	98.182	-147.230	279.500	247.250
1+2+4	1.490	0.865	12.960	12.960	81.280	-111.311	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.974	2.307	13.500	13.500	90.216	-157.811	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.940	1.890	13.500	13.500	96.177	-150.802	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.022	-0.009	13.500	2.363	111.715	-132.202	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.435	-1.428	2.552	2.552	125.173	-116.782	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.478	1.411	14.580	14.580	98.257	-147.622	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.208	0.150	0.027	0.027	0.235	0.177	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.176	0.536	0.027	0.027	0.202	0.563	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.151	0.489	0.027	0.027	0.178	0.516	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.204	0.376	0.027	0.027	0.231	0.403	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.200	0.222	0.027	0.027	0.227	0.248	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.123	0.355	0.027	0.027	0.150	0.381	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.099	0.186	0.003	0.003	0.102	0.189	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.113	0.345	0.017	0.017	0.130	0.362	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.128	0.315	0.017	0.017	0.145	0.332	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.173	0.242	0.017	0.017	0.190	0.259	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.186	0.162	0.017	0.017	0.203	0.179	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.115	0.259	0.017	0.017	0.132	0.276	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{75.918}{166.433}\right)^2 + \left(\frac{20.426}{125.000}\right)^2 = 0.208 + 0.027 = 0.235 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-157.419}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{20.426}{125.000}\right)^2 = 0.536 + 0.027 = 0.563 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 75.918) = 1.68 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

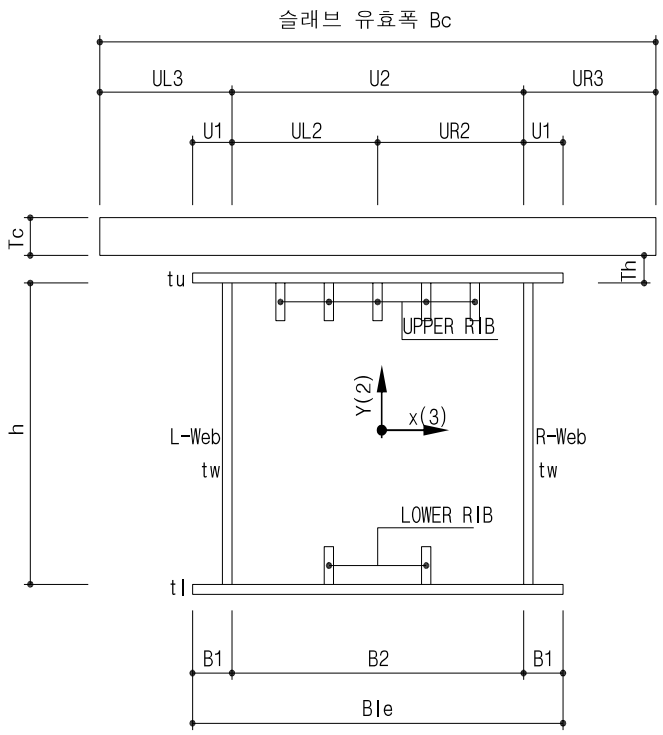
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	98.693	-108.427	355.000	O.K !!
1+2+3	7.268	4.218	16.200	O.K !!	124.842	-244.503	355.000	O.K !!
1+2+3+7	8.724	5.638	16.200	O.K !!	138.300	-259.923	355.000	O.K !!
1+2+3+5	6.234	3.802	16.200	O.K !!	130.803	-237.494	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.316	1.903	16.200	O.K !!	146.342	-218.894	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.859	0.483	16.200	O.K !!	159.800	-203.474	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	5.772	3.323	16.200	O.K !!	132.884	-234.314	355.000	O.K !!
1+2+4	1.925	1.117	16.200	O.K !!	105.619	-144.469	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	7.289	4.231	16.200	O.K !!	124.918	-244.895	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	5.832	2.811	16.200	O.K !!	138.376	-229.475	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	6.255	3.814	16.200	O.K !!	130.879	-237.886	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.337	1.915	16.200	O.K !!	146.417	-219.286	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.880	0.495	16.200	O.K !!	159.875	-203.866	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.793	3.335	16.200	O.K !!	132.959	-234.706	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 14] : 절점 62 로 부터 이격거리 3.370 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc =	4,670.0	mm
UL3 =	1,100.0	mm
UR3 =	1,170.0	mm
U1 =	120.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue =	2,640.0	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble =	2,640.0	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
Tc =	240.0	mm
Th =	50.0	mm
h =	1,800.0	mm
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,472.221
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	985.957
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	50.758
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,351.429
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	617.101
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	265.386
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	5.222
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	515.557
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	459.943
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	46.677
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	210.325
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	868.761

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

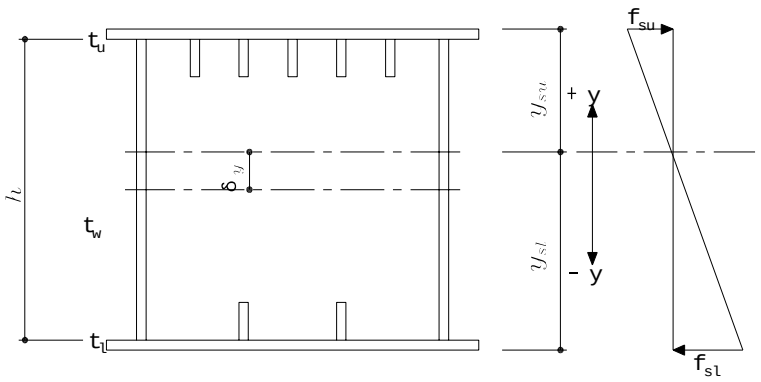
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-908.0	-3.835E+07	3.483E+10	9.011E+05
강재 단면 합계		138,120.0	-	-9.652E+06	7.512E+10	1.170E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,070.0	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09

※ A_s = 138,120.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -9,651,840.0 / 138,120.0 = -69.880 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - -69.880 = 981.880 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 16.0 + -69.880 } = -846.120 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,656,280.0 + 75,122,568,840.0 - 138,120.0 × -69.880² = 8.615E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,472.221×981.9/86,152,753,534.5 = **28.176** MPa

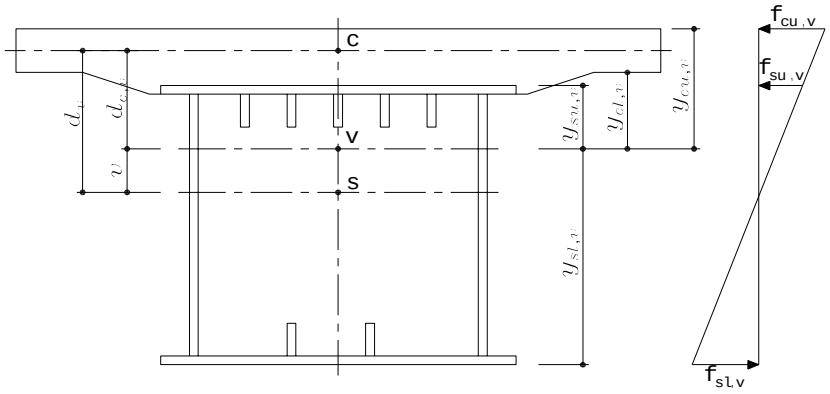
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,472.221×-846.1/86,152,753,534.5 = **-24.280** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.375E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 617.101 / 43,200.0 + 459.943 / (2 × 4,375,368.0 × 12.0) = **18.665** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,120,800.0 / 7.0 = 160,114.3 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,379,840,000.0 / 7.0 = 7.685E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 138,120.0 + 160,114.3 = 298,234.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 981.9 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,139.9 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,139.9 / 298,234.3 = 612.0 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,139.9 - 612.0 = 527.9 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 86,152,753,534.5+138,120.0×612.0² +768,548,571.4+160,114.3×527.9² = 1.833E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 981.9 - 612.0 = 369.9 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -846.1 - 612.0 = -1,458.1 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 527.9 + 240.0 / 2 = 647.9 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 647.9 - 240.0 = 407.9 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 985.957×369.9/183,270,350,431.1 = **1.990** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 985.957×-1,458.1/183,270,350,431.1 = **-7.844** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 985.957×647.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **0.498** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 985.957×407.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **0.313** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.417E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 265.386 / 43,200.0 + 46.677 / (2 × 4,416,716.6 × 12.0) = **6.584** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,351.429×369.9/183,270,350,431.1 = **6.764** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,351.429×-1,458.1/183,270,350,431.1 = **-26.664** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,351.429×647.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **1.693** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,351.429×407.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **1.066** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 515.557 / 43,200.0 + 868.761 / (2 × 4,416,716.6 × 12.0) = **20.130** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 50.758×369.9/183,270,350,431.1 = **0.102** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 50.758×-1,458.1/183,270,350,431.1 = **-0.404** MPa

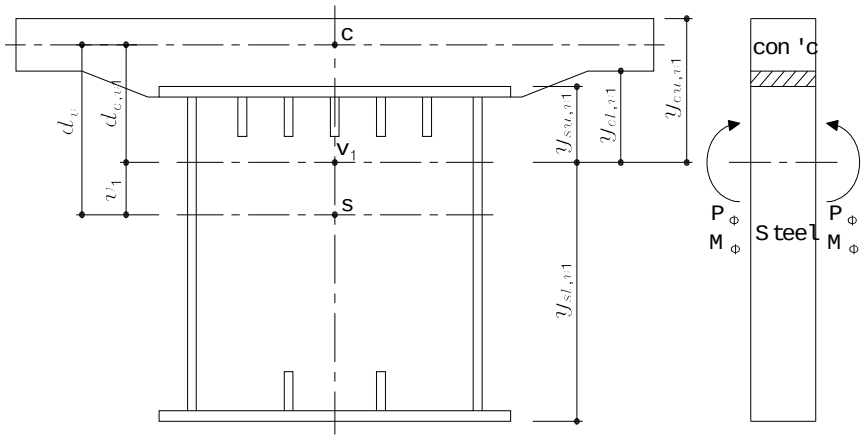
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 50.758×647.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **0.026** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 50.758×407.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **0.016** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 5.222 / 43,200.0 + 210.325 / (2 × 4,416,716.6 × 12.0) = **2.105** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.174 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n\cdot(1+\phi_1/2)$	$= 7.0\times(1+2.0/2)$	=	14.000	
$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$	$= 138,120.0 + 1,120,800.0 / 14.0$	=	2.182E+05	mm^2
$v_1 = (A_{c1}/n_1)\times d_v / A_{v1}$	$= (1,120,800.0/14.0)\times 1,139.9 / 218,177.1$	=	418.3	mm
$d_{c,v1} = d_v - v_1$	$= 1,139.9 - 418.3$	=	721.6	mm
$I_{v1} = (I_s + A_s\cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1\cdot d_{c,v1}^2)$				
	$= (86,152,753,534.5 + 138,120.0\times 418.3^2) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 \times 721.6^2)$	=	1.524E+11	mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$	$= 981.9 - 418.3$	=	563.6	mm
$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$	$= -846.1 - 418.3$	=	-1,264.4	mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$	$= 721.6 + 240.0 / 2$	=	841.6	mm
$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$	$= 841.6 - 240.0$	=	601.6	mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc}\cdot d_{c,v}\cdot A_{c1}/(n\cdot I_v)$

$= 986.0 \times 527.9 \times 1,120,800.0 / (7.0 \times 183,270,350,431.1)$ = 4.547E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c\cdot 2\cdot\phi_1 / (2+\phi_1)$ $= 454,730.5 \times 2 \times 2.0 / (2+2.0)$ = 4.547E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ $= 454,730.5 \times 721.6$ = 3.281E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1+\phi_1/2)$ $= 27,804.0 / (1+2.0/2)$ = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc}\cdot y_{cu,v} / (I_v\cdot n)$	$= 985.957\times 647.9/(183,270,350,431.1\times 7.0)$	=	0.498	MPa
$f_{cl,v} = M_{sc}\cdot y_{sl,v} / (I_v\cdot n)$	$= 985.957\times 407.9/(183,270,350,431.1\times 7.0)$	=	0.313	MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (454,730.5/218,177.1 + -0.174 \times 328,141,044.4 \times 841.6/152,388,540,105.6)$

$- 13,902.0 \times 0.498 \times 2.0/27,804.0 = -0.372$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (454,730.5/218,177.1 + -0.174 \times 328,141,044.4 \times 601.6/152,388,540,105.6)$

$- 13,902.0 \times 0.313 \times 2.0/27,804.0 = -0.181$ MPa

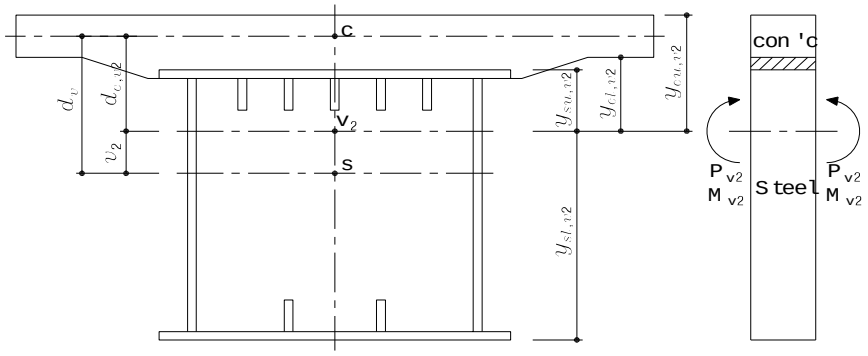
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 454,730.5/218,177.1 + -0.174 \times 328,141,044.4 \times 563.6/152,388,540,105.6 = 1.873$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 454,730.5/218,177.1 + -0.174 \times 328,141,044.4 \times -1,264.4/152,388,540,105.6 = 2.559$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 138,120.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.915E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,120,800.0/21.0)×1,139.9 / 191,491.4 = 317.7 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,139.9 - 317.7 = 822.2 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (86,152,753,534.5 + 138,120.0×317.7²) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 × 822.2²) = 1.364E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 981.9 - 317.7 = 664.2 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -846.1 - 317.7 = -1,163.8 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 822.2 + 240.0 / 2 = 942.2 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 942.2 - 240.0 = 702.2 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,120,800.0 / 21.0 = 2.954E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,954,108.6 × 942.2 = 2.429E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,954,108.6/191,491.4 + -0.174×2,428,806,166.1×942.2/136,427,867,301.3) - 9,761.9×0.000270 = **-2.040** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,954,108.6/191,491.4 + -0.174×2,428,806,166.1×942.2/136,427,867,301.3) - 9,761.9×0.000270 = **-2.005** MPa

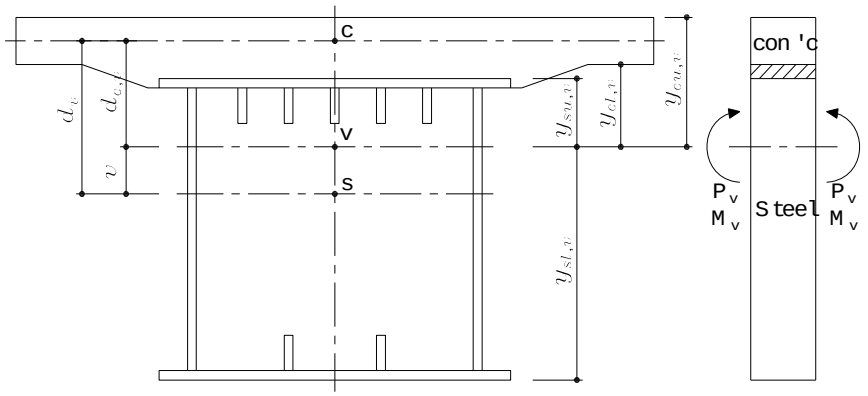
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/191,491.4 + -0.174×2,428,806,166.1×664.2/136,427,867,301.3 = **13.365** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/191,491.4 + -0.174×2,428,806,166.1×-1,163.8/136,427,867,301.3 = **19.039** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,120,800.0 / 7.0 = 3.939E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,938,811.4 × 527.9 = 2.079E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/298,234.3 + −0.174×2,079,329,729.5×647.9/183,270,350,431.1)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.633** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/298,234.3 + −0.174×2,079,329,729.5×407.9/183,270,350,431.1)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.565** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/298,234.3+−0.174×2,079,329,729.5×369.9/183,270,350,431.1 = **12.475** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/298,234.3+−0.174×2,079,329,729.5×-1,458.1/183,270,350,431.1 = **16.091** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,398.044/43,200.0 + 459.943/105,008,832.0 + 915.438/106,001,197.7 = 45.378$ MPa

※ υ = 45.4 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 887.709/43,200.0 + 459.943/105,008,832.0 + 257.002/106,001,197.7 = 27.353$ MPa

※ υ = 27.4 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,400.655/43,200.0 + 459.943/105,008,832.0 + 1,020.600/106,001,197.7 = 46.431$ MPa

※ υ = 46.4 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0\cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	28.176	-24.280	166.433	215.000
1+2+3	2.191	1.379	10.800	10.800	36.930	-58.788	215.000	215.000
1+2+3+5	1.819	1.198	10.800	10.800	38.803	-56.229	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.221	-0.807	1.890	1.890	52.168	-37.190	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.854	-2.372	2.174	2.174	64.644	-21.099	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.411	0.758	12.420	12.420	39.693	-53.281	279.500	247.250
1+2+4	0.524	0.330	12.960	12.960	30.268	-32.528	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.203	1.387	13.500	13.500	36.982	-58.990	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.832	1.206	13.500	13.500	38.854	-56.431	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.209	-0.798	2.363	2.363	52.219	-37.392	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.841	-2.363	2.552	2.552	64.695	-21.300	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.424	0.767	14.580	14.580	39.744	-53.483	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.029	0.013	0.132	0.132	0.160	0.145	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.030	0.075	0.132	0.132	0.161	0.207	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.025	0.068	0.132	0.132	0.156	0.200	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.045	0.030	0.132	0.132	0.176	0.162	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.053	0.007	0.132	0.132	0.185	0.139	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.020	0.046	0.132	0.132	0.152	0.178	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.014	0.016	0.033	0.033	0.047	0.049	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.019	0.048	0.088	0.088	0.107	0.136	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.021	0.044	0.088	0.088	0.109	0.132	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.038	0.019	0.088	0.088	0.126	0.108	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.050	0.005	0.088	0.088	0.138	0.094	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.019	0.034	0.088	0.088	0.107	0.122	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{64.644}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{45.378}{125.000}\right)^2 = 0.053 + 0.132 = 0.185 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-58.788}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{45.378}{125.000}\right)^2 = 0.075 + 0.132 = 0.207 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 28.176) = 2.76 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

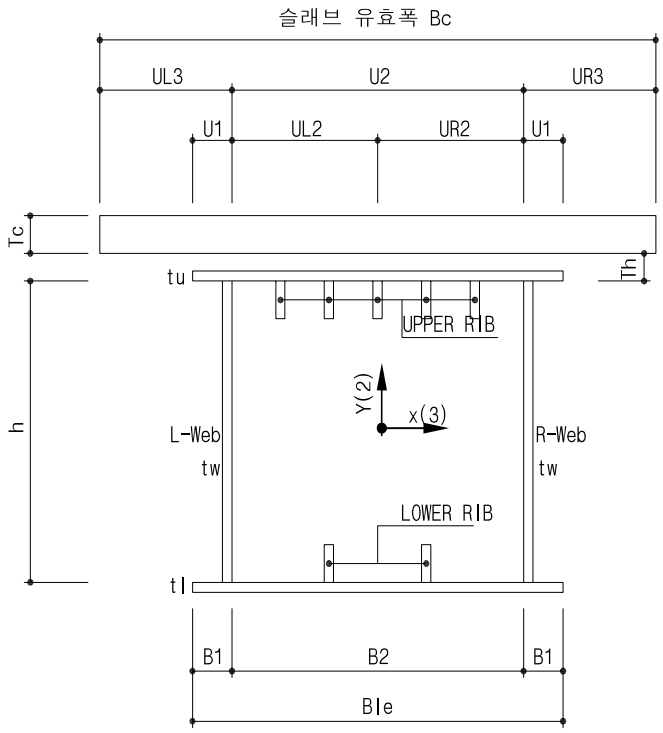
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	36.629	-31.564	355.000	O.K !!
1+2+3	4.286	2.699	16.200	O.K !!	53.759	-99.089	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.919	4.264	16.200	O.K !!	66.235	-115.180	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.915	2.518	16.200	O.K !!	55.632	-96.530	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.874	0.513	16.200	O.K !!	68.997	-77.491	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.242	-1.052	16.200	O.K !!	81.472	-61.399	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.507	2.078	16.200	O.K !!	56.522	-93.582	355.000	O.K !!
1+2+4	0.673	0.424	16.200	O.K !!	39.318	-42.165	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	4.299	2.707	16.200	O.K !!	53.810	-99.291	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.666	1.142	16.200	O.K !!	66.286	-83.199	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.928	2.526	16.200	O.K !!	55.683	-96.732	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.887	0.521	16.200	O.K !!	69.048	-77.693	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.254	-1.044	16.200	O.K !!	81.524	-61.601	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.520	2.086	16.200	O.K !!	56.573	-93.784	355.000	O.K !!

[G1 : 최대모멘트] : 절점 12 로 부터 이격거리 2.496 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	476.937
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-57.652
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	36.714
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,457.709
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	39.558
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	12.633
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	3.511
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	355.551
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	36.658
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	37.267
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	10.289
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	264.247

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

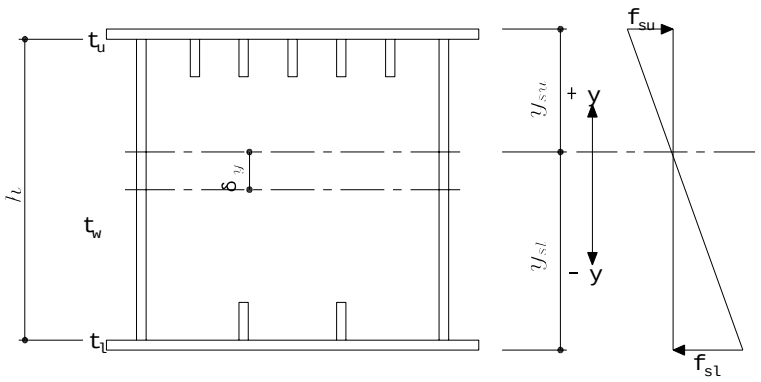
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 127,560.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.000 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 0.000 = 912.000 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 0.000 } = -912.000 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,135,320.0 + 66,301,293,960.0 - 127,560.0 × 0.000² = 7.801E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 476.937×912.0/78,005,429,280.0 = **5.576** MPa

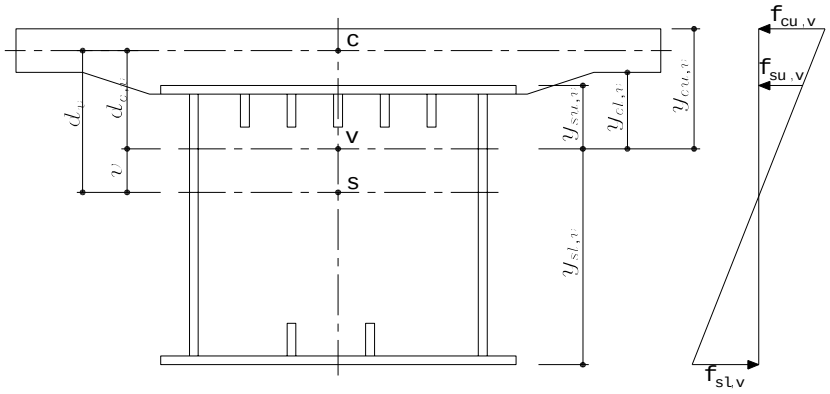
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 476.937×-912.0/78,005,429,280.0 = **-5.576** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 39.558 / 43,200.0 + 36.658 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **1.265** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 127,560.0 + 154,285.7 = 281,845.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 912.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,070.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,070.0 / 281,845.7 = 585.7 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,070.0 - 585.7 = 484.3 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 78,005,429,280.0+127,560.0×585.7² +740,571,428.6+154,285.7×484.3² = 1.587E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 912.0 - 585.7 = 326.3 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -912.0 - 585.7 = -1,497.7 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 484.3 + 240.0 / 2 = 604.3 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 604.3 - 240.0 = 364.3 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = -57.652×326.3/158,691,928,328.5 = **-0.119** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = -57.652×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **0.544** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = -57.652×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **-0.031** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = -57.652×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **-0.019** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 12.633 / 43,200.0 + 37.267 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.644** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,457.709×326.3/158,691,928,328.5 = **7.109** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,457.709×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **-32.634** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,457.709×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **1.881** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,457.709×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **1.134** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 355.551 / 43,200.0 + 264.247 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **10.726** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 36.714×326.3/158,691,928,328.5 = **0.075** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 36.714×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **-0.347** MPa

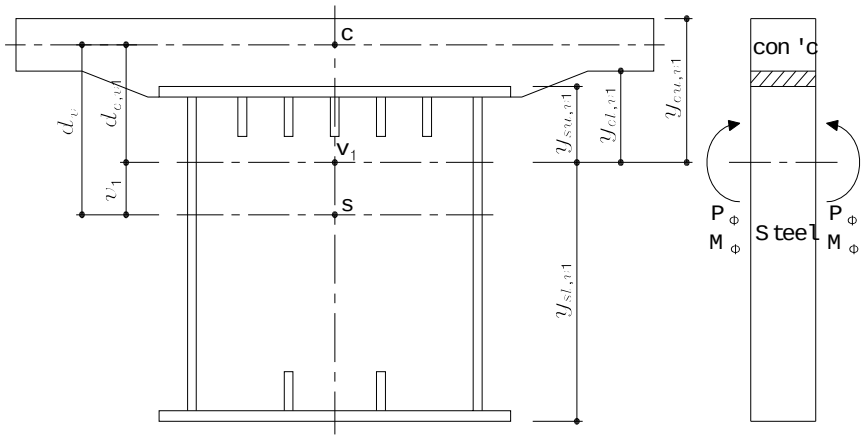
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 36.714×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.020** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 36.714×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.012** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 3.511 / 43,200.0 + 10.289 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.178** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.096 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.047E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,070.0 / 204,702.9 = 403.2 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,070.0 - 403.2 = 666.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×403.2²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 666.8²) = 1.334E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 912.0 - 403.2 = 508.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -912.0 - 403.2 = -1,315.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 666.8 + 240.0 / 2 = 786.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 786.8 - 240.0 = 546.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= -57.7 × 484.3 × 1,080,000.0 / (7.0 × 158,691,928,328.5) = -2.714E+04 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -27,143.7 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -2.714E+04 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -27,143.7 × 666.8 = -1.810E+07 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = -57.652×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = -0.031 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = -57.652×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = -0.019 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (-27,143.7/204,702.9 + -0.096 \times -18,098,566.3 \times 786.8/133,412,604,534.5)$

$- 13,902.0 \times -0.031 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{0.023}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (-27,143.7/204,702.9 + -0.096 \times -18,098,566.3 \times 546.8/133,412,604,534.5)$

$- 13,902.0 \times -0.019 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{0.010}$ MPa

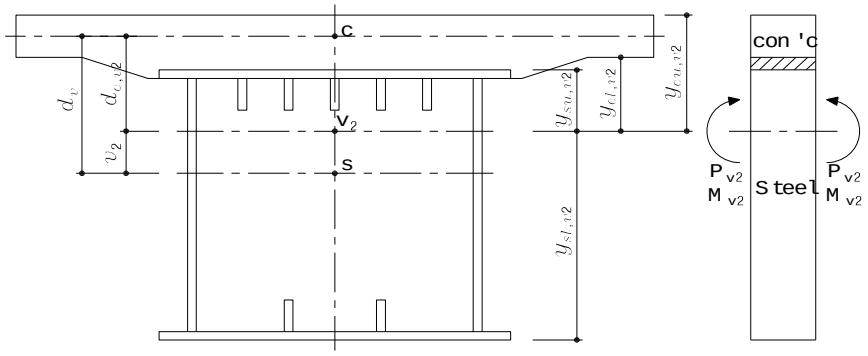
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= -27,143.7/204,702.9 + -0.096 \times -18,098,566.3 \times 508.8/133,412,604,534.5 = \mathbf{-0.126}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= -27,143.7/204,702.9 + -0.096 \times -18,098,566.3 \times -1,315.2/133,412,604,534.5 = \mathbf{-0.150}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.790E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,070.0 / 178,988.6 = 307.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,070.0 - 307.4 = 762.6$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (78,005,429,280.0 + 127,560.0\times307.4^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 762.6^2) = 1.202E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 912.0 - 307.4 = 604.6$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -912.0 - 307.4 = -1,219.4$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 762.6 + 240.0 / 2 = 882.6$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 882.6 - 240.0 = 642.6$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 882.6 = 2.171E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/178,988.6 + -0.096\times2,170,676,339.4\times882.6/120,214,773,924.1) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.951}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/178,988.6 + -0.096\times2,170,676,339.4\times882.6/120,214,773,924.1) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.931}$ MPa

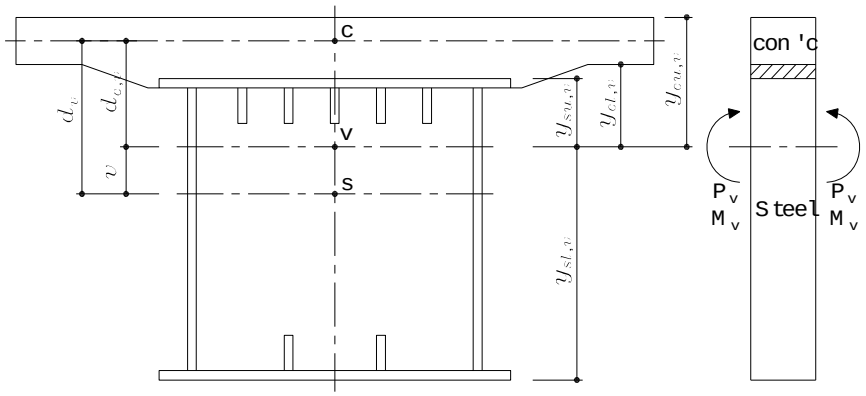
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/178,988.6 + -0.096\times2,170,676,339.4\times604.6/120,214,773,924.1 = \mathbf{14.855}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/178,988.6 + -0.096\times2,170,676,339.4\times-1,219.4/120,214,773,924.1 = \mathbf{18.019}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 484.3 = 1.838E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/281,845.7 + −0.096×1,838,009,177.1×604.3/158,691,928,328.5)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.509** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/281,845.7 + −0.096×1,838,009,177.1×364.3/158,691,928,328.5)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.471** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/281,845.7+−0.096×1,838,009,177.1×326.3/158,691,928,328.5 = **13.103** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/281,845.7+−0.096×1,838,009,177.1×−1,497.7/158,691,928,328.5 = **15.133** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 407.741/43,200.0 + 36.658/104,893,056.0 + 301.514/105,885,421.7 = 12.635$ MPa

※ υ = 12.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 55.702/43,200.0 + 36.658/104,893,056.0 + 47.555/105,885,421.7 = 2.088$ MPa

※ υ = 2.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 409.497/43,200.0 + 36.658/104,893,056.0 + 306.658/105,885,421.7 = 12.725$ MPa

※ υ = 12.7 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	5.576	-5.576	166.433	215.000
1+2+3	1.850	1.115	10.800	10.800	12.567	-37.666	215.000	215.000
1+2+3+5	1.872	1.125	10.800	10.800	12.441	-37.816	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.079	-0.807	1.890	1.890	27.296	-19.797	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.588	-2.277	2.174	2.174	40.399	-4.664	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.430	0.664	12.420	12.420	14.192	-34.929	279.500	247.250
1+2+4	-0.011	-0.007	2.268	2.268	5.533	-5.378	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.860	1.121	13.500	13.500	12.604	-37.839	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.882	1.131	13.500	13.500	12.478	-37.989	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.069	-0.801	2.363	2.363	27.333	-19.970	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.578	-2.271	2.552	2.552	40.437	-4.837	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.440	0.670	14.580	14.580	14.230	-35.103	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.001	0.001	0.010	0.010	0.011	0.011	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.003	0.031	0.010	0.010	0.014	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.003	0.031	0.010	0.010	0.013	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.012	0.008	0.010	0.010	0.022	0.019	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.021	0.000	0.010	0.010	0.031	0.011	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.003	0.020	0.010	0.010	0.013	0.030	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.002	0.020	0.007	0.007	0.009	0.026	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.002	0.020	0.007	0.007	0.009	0.027	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.010	0.006	0.007	0.007	0.017	0.012	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.019	0.000	0.007	0.007	0.026	0.007	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.002	0.015	0.007	0.007	0.009	0.021	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{40.399}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{12.635}{125.000}\right)^2 = 0.021 + 0.010 = 0.031 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-37.816}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{12.635}{125.000}\right)^2 = 0.031 + 0.010 = 0.041 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 5.576) = 6.21 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

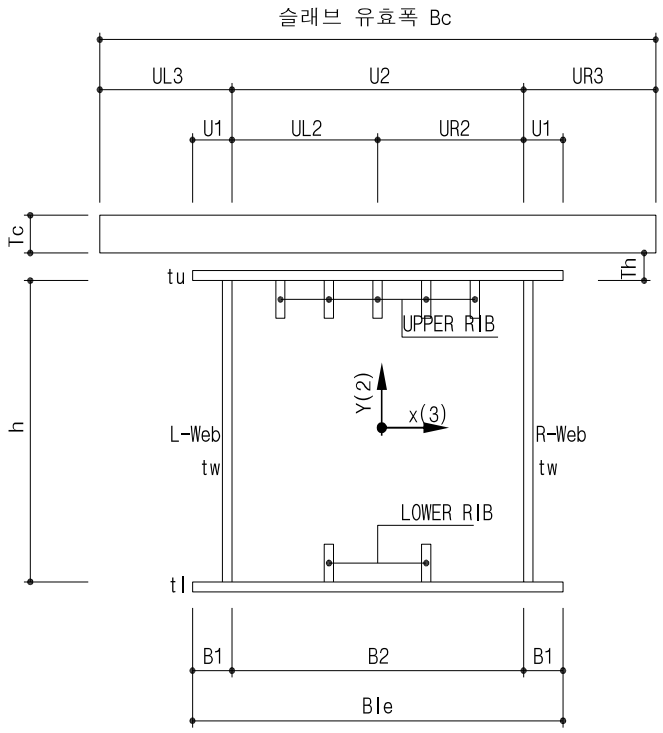
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	7.249	-7.249	355.000	O.K !!
1+2+3	4.003	2.413	16.200	O.K !!	22.379	-76.704	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.512	3.884	16.200	O.K !!	35.483	-91.837	355.000	O.K !!
1+2+3+5	4.026	2.423	16.200	O.K !!	22.253	-76.854	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	2.074	0.492	16.200	O.K !!	37.108	-58.835	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.566	-0.979	16.200	O.K !!	50.212	-43.703	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.583	1.962	16.200	O.K !!	24.005	-73.968	355.000	O.K !!
1+2+4	-0.021	-0.013	16.200	O.K !!	7.170	-6.888	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	4.013	2.419	16.200	O.K !!	22.417	-76.877	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.504	0.949	16.200	O.K !!	35.520	-61.745	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	4.036	2.429	16.200	O.K !!	22.291	-77.027	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	2.084	0.498	16.200	O.K !!	37.146	-59.008	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.576	-0.973	16.200	O.K !!	50.249	-43.876	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.593	1.968	16.200	O.K !!	24.043	-74.141	355.000	O.K !!

[G2 : 최대모멘트] : 절점 49 로 부터 이격거리 2.425 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,670.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	471.030
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	98.423
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	75.385
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,326.175
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	40.343
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	13.811
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	2.657
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	348.416
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	36.557
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	11.695
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	11.196
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	284.184

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

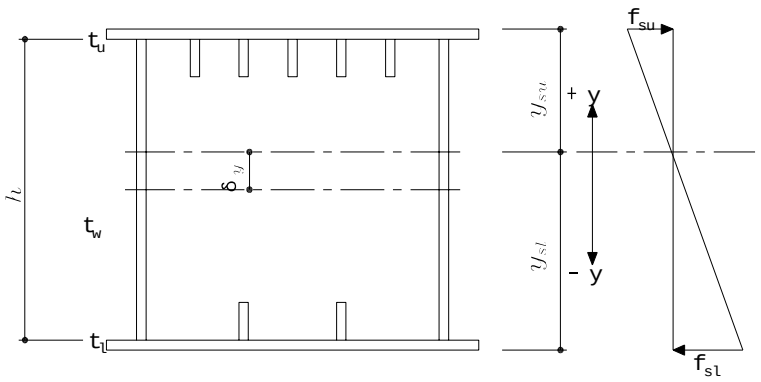
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,070.0	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09

※ A_s = 127,560.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.000 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 0.000 = 912.000 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 0.000 } = -912.000 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,135,320.0 + 66,301,293,960.0 - 127,560.0 × 0.000² = 7.801E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 471.030×912.0/78,005,429,280.0 = **5.507** MPa

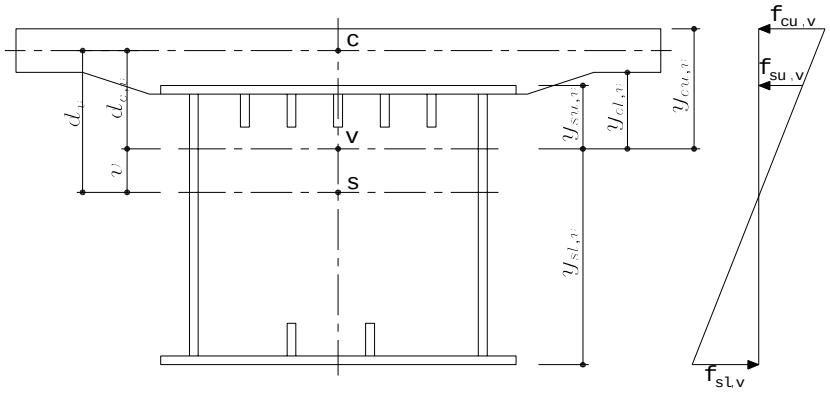
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 471.030×-912.0/78,005,429,280.0 = **-5.507** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 40.343 / 43,200.0 + 36.557 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **1.282** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,120,800.0 / 7.0 = 160,114.3 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,379,840,000.0 / 7.0 = 7.685E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 127,560.0 + 160,114.3 = 287,674.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 912.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,070.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,070.0 / 287,674.3 = 595.5 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,070.0 - 595.5 = 474.5 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 78,005,429,280.0+127,560.0×595.5² +768,548,571.4+160,114.3×474.5² = 1.601E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 912.0 - 595.5 = 316.5 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -912.0 - 595.5 = -1,507.5 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 474.5 + 240.0 / 2 = 594.5 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 594.5 - 240.0 = 354.5 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 98.423×316.5/160,059,107,877.1 = **0.195** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 98.423×-1,507.5/160,059,107,877.1 = **-0.927** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 98.423×594.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.052** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 98.423×354.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.031** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 13.811 / 43,200.0 + 11.695 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.430** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,326.175×316.5/160,059,107,877.1 = **6.576** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,326.175×-1,507.5/160,059,107,877.1 = **-31.328** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,326.175×594.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **1.765** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,326.175×354.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **1.052** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 348.416 / 43,200.0 + 284.184 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **10.749** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 75.385×316.5/160,059,107,877.1 = **0.149** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 75.385×-1,507.5/160,059,107,877.1 = **-0.710** MPa

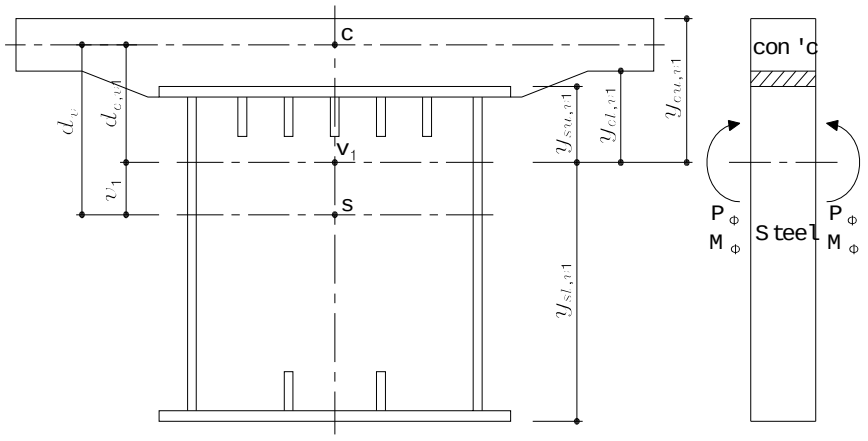
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 75.385×594.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.040** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 75.385×354.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.024** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 2.657 / 43,200.0 + 11.196 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.167** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.097 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,560.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 2.076E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,070.0 / 207,617.1 = 412.6 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,070.0 - 412.6 = 657.4 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×412.6²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 657.4²) = 1.347E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 912.0 - 412.6 = 499.4 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -912.0 - 412.6 = -1,324.6 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 657.4 + 240.0 / 2 = 777.4 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 777.4 - 240.0 = 537.4 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 98.4 × 474.5 × 1,120,800.0 / (7.0 × 160,059,107,877.1) = 4.671E+04 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 46,713.8 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 4.671E+04 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 46,713.8 × 657.4 = 3.071E+07 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 98.423×594.5/(160,059,107,877.1×7.0) = 0.052 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 98.423×354.5/(160,059,107,877.1×7.0) = 0.031 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (46,713.8/207,617.1 + -0.097 \times 30,710,039.9 \times 777.4/134,704,036,278.1)$

$- 13,902.0 \times 0.052 \times 2.0/27,804.0 = -0.037$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (46,713.8/207,617.1 + -0.097 \times 30,710,039.9 \times 537.4/134,704,036,278.1)$

$- 13,902.0 \times 0.031 \times 2.0/27,804.0 = -0.016$ MPa

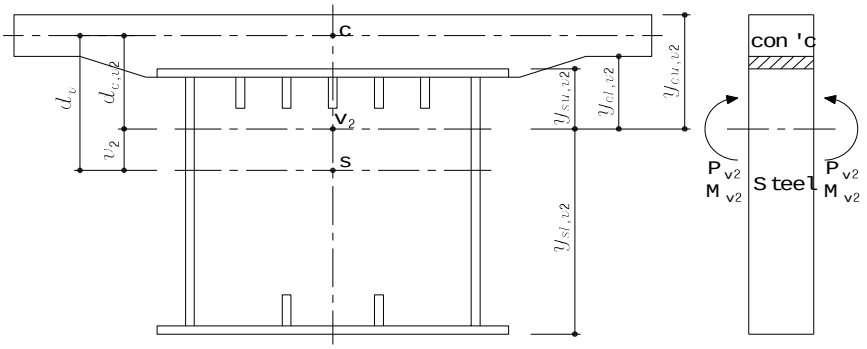
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 46,713.8/207,617.1 + -0.097 \times 30,710,039.9 \times 499.4/134,704,036,278.1 = 0.214$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 46,713.8/207,617.1 + -0.097 \times 30,710,039.9 \times -1,324.6/134,704,036,278.1 = 0.254$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,560.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.809E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,070.0 / 180,931.4 = 315.6$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,070.0 - 315.6 = 754.4$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×315.6²) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 × 754.4²) = 1.213E+11 mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 912.0 - 315.6 = 596.4$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -912.0 - 315.6 = -1,227.6$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 754.4 + 240.0 / 2 = 874.4$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 874.4 - 240.0 = 634.4$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,120,800.0 / 21.0 = 2.954E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,954,108.6\times874.4 = 2.228E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,954,108.6/180,931.4 + -0.097×2,228,490,201.0×874.4/121,341,729,844.2) - 9,761.9×0.000270 = **-1.932** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,954,108.6/180,931.4 + -0.097×2,228,490,201.0×874.4/121,341,729,844.2) - 9,761.9×0.000270 = **-1.912** MPa

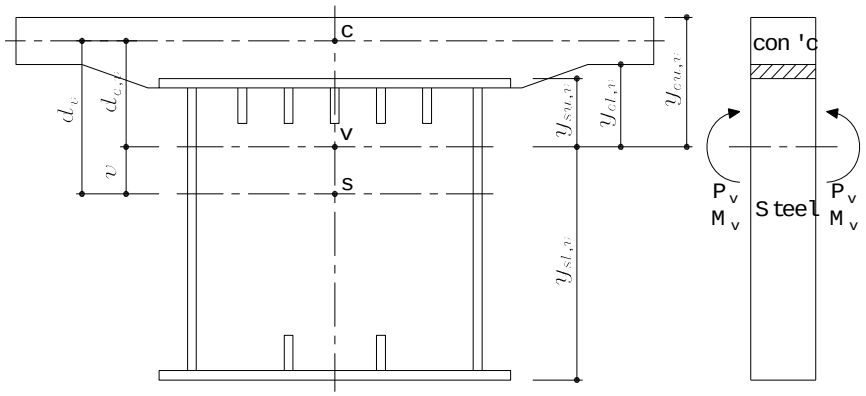
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/180,931.4 + -0.097×2,228,490,201.0×596.4/121,341,729,844.2 = **15.270** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/180,931.4 + -0.097×2,228,490,201.0×-1,227.6/121,341,729,844.2 = **18.503** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,120,800.0 / 7.0 = 3.939E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,938,811.4 × 474.5 = 1.869E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/287,674.3 + −0.097×1,868,798,316.5×594.5/160,059,107,877.1)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.476** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/287,674.3 + −0.097×1,868,798,316.5×354.5/160,059,107,877.1)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.438** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/287,674.3+−0.097×1,868,798,316.5×316.5/160,059,107,877.1 = **13.335** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/287,674.3+−0.097×1,868,798,316.5×-1,507.5/160,059,107,877.1 = **15.391** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 402.571/43,200.0 + 36.557/104,893,056.0 + 295.880/105,885,421.7 = 12.462$ MPa

※ υ = 12.5 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 56.811/43,200.0 + 36.557/104,893,056.0 + 22.891/105,885,421.7 = 1.880$ MPa

※ υ = 1.9 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 403.899/43,200.0 + 36.557/104,893,056.0 + 301.478/105,885,421.7 = 12.545$ MPa

※ υ = 12.5 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	5.507	-5.507	166.433	215.000
1+2+3	1.817	1.083	10.800	10.800	12.278	-37.762	215.000	215.000
1+2+3+5	1.780	1.068	10.800	10.800	12.492	-37.508	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.152	-0.844	1.890	1.890	27.762	-19.005	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.629	-2.282	2.174	2.174	41.097	-3.614	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.324	0.593	12.420	12.420	14.427	-34.396	279.500	247.250
1+2+4	0.092	0.055	12.960	12.960	5.851	-7.144	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.837	1.095	13.500	13.500	12.352	-38.117	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.800	1.079	13.500	13.500	12.566	-37.863	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.132	-0.832	2.363	2.363	27.837	-19.360	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.609	-2.270	2.552	2.552	41.172	-3.969	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.344	0.605	14.580	14.580	14.501	-34.751	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.001	0.001	0.010	0.010	0.011	0.011	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.003	0.031	0.010	0.010	0.013	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.003	0.030	0.010	0.010	0.012	0.040	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.013	0.008	0.010	0.010	0.023	0.018	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.022	0.000	0.010	0.010	0.032	0.010	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.003	0.019	0.010	0.010	0.013	0.029	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.002	0.020	0.006	0.006	0.009	0.027	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.002	0.020	0.006	0.006	0.009	0.026	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.011	0.005	0.006	0.006	0.017	0.012	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.020	0.000	0.006	0.006	0.027	0.007	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.002	0.014	0.006	0.006	0.009	0.021	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{41.097}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{12.462}{125.000}\right)^2 = 0.022 + 0.010 = 0.032 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-37.762}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{12.462}{125.000}\right)^2 = 0.031 + 0.010 = 0.041 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 5.507) = 6.25 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

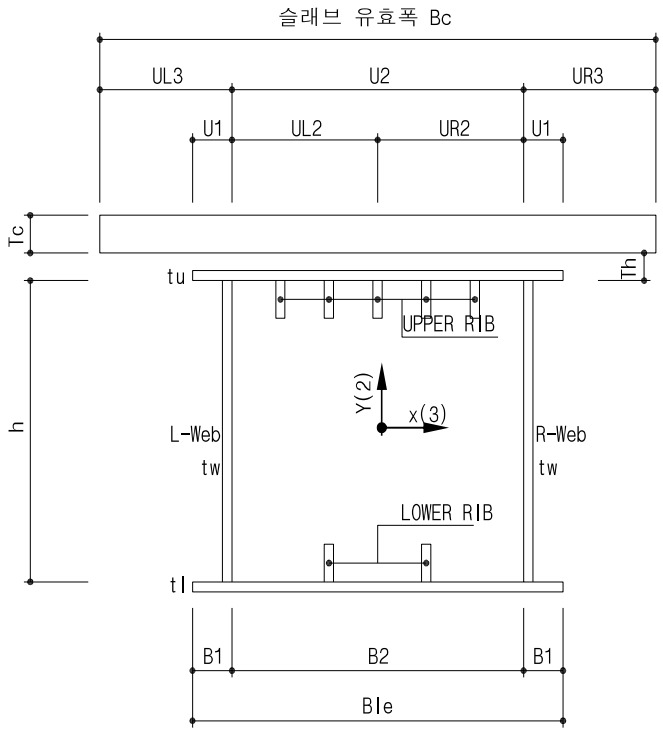
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	7.159	-7.159	355.000	O.K !!
1+2+3	3.862	2.303	16.200	O.K !!	21.551	-75.720	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.338	3.740	16.200	O.K !!	34.886	-91.110	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.825	2.287	16.200	O.K !!	21.765	-75.466	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.893	0.375	16.200	O.K !!	37.035	-56.963	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.417	-1.062	16.200	O.K !!	50.371	-41.572	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.369	1.813	16.200	O.K !!	23.700	-72.353	355.000	O.K !!
1+2+4	0.108	0.064	16.200	O.K !!	7.561	-9.074	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.882	2.315	16.200	O.K !!	21.626	-76.075	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.406	0.877	16.200	O.K !!	34.961	-60.684	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.845	2.299	16.200	O.K !!	21.840	-75.821	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.913	0.387	16.200	O.K !!	37.110	-57.318	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.437	-1.050	16.200	O.K !!	50.445	-41.927	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.389	1.825	16.200	O.K !!	23.775	-72.708	355.000	O.K !!

[G1 : 최소단면] : 절점 1 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	440.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,600.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2.328
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	0.650
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	33.725
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	7.074
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-768.917
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-287.901
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-27.873
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-688.335
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-223.175
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-72.267
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-74.095
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-584.136

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

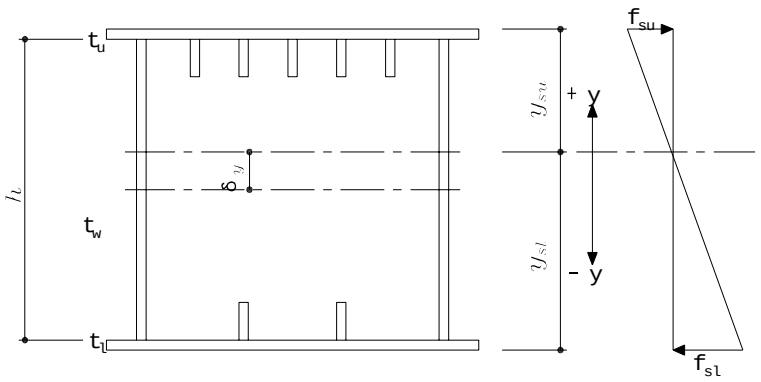
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	806.0	2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	725.0	6.525E+06	4.731E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-725.0	-2.610E+06	1.892E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-806.0	-2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		114,360.0	-	3.915E+06	4.778E+10	8.216E+09
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 440.0	1,980,000.0	1,070.0	2.119E+09	2.267E+12	3.194E+10
SLAB 단면 합계		1,980,000.0	-	2.119E+09	2.267E+12	3.194E+10

※ A_s = 114,360.0 mm^2 A_{c1} = 1,980,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 3,915,000.0 / 114,360.0 = 34.234 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,600.0 / 2 + 12.0 - 34.234 = 777.766 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,600.0 / 2 + 12.0 + 34.234 } = -846.234 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 8,216,385,320.0 + 47,783,811,960.0 - 114,360.0 × 34.234² = 5.587E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2.328×777.8/55,866,171,178.2 = **0.032** MPa

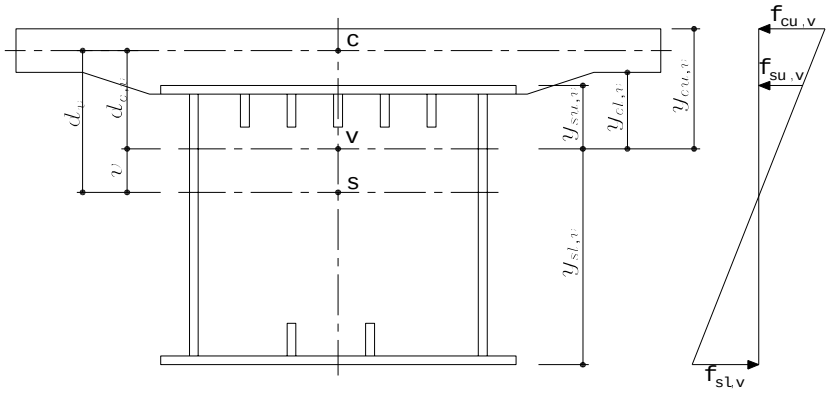
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2.328×-846.2/55,866,171,178.2 = **-0.035** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 3.888E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 768.917 / 38,400.0 + 223.175 / (2 × 3,888,144.0 × 12.0) = **22.415** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,980,000.0 / 7.0 = 282,857.1 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 31,944,000,000.0 / 7.0 = 4.563E+09 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 114,360.0 + 282,857.1 = 397,217.1 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 777.8 - 12.0 + 50.0 + 440.0/2 = 1,035.8 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 282,857.1 × 1,035.8 / 397,217.1 = 737.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,035.8 - 737.6 = 298.2 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 55,866,171,178.2+114,360.0×737.6² +4,563,428,571.4+282,857.1×298.2² = 1.478E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 777.8 - 737.6 = 40.2 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -846.2 - 737.6 = -1,583.8 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 298.2 + 440.0 / 2 = 518.2 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 518.2 - 440.0 = 78.2 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 0.650×40.2/147,794,425,897.8 = **0.000** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 0.650×-1,583.8/147,794,425,897.8 = **-0.007** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 0.650×518.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.000** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 0.650×78.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.000** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 3.964E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 287.901 / 38,400.0 + 72.267 / (2 × 3,963,949.7 × 12.0) = **8.257** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 7.074×40.2/147,794,425,897.8 = **0.002** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 7.074×-1,583.8/147,794,425,897.8 = **-0.076** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 7.074×518.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.004** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 7.074×78.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.001** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 688.335 / 38,400.0 + 584.136 / (2 × 3,963,949.7 × 12.0) = **24.065** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 33.725×40.2/147,794,425,897.8 = **0.009** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 33.725×-1,583.8/147,794,425,897.8 = **-0.361** MPa

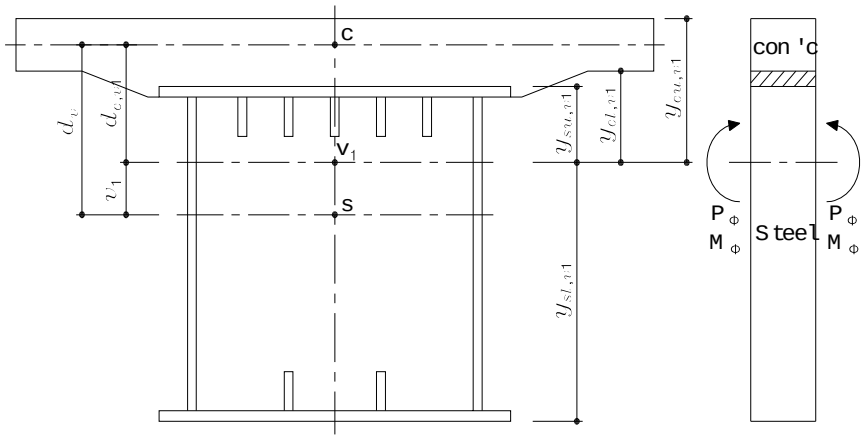
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 33.725×518.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.017** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 33.725×78.2/(147,794,425,897.8×7.0) = **0.003** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 27.873 / 38,400.0 + 74.095 / (2 × 3,963,949.7 × 12.0) = **1.505** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 1.000 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 114,360.0 + 1,980,000.0 / 14.0 = 2.558E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,980,000.0/14.0)×1,035.8 / 255,788.6 = 572.7 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,035.8 - 572.7 = 463.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (55,866,171,178.2 + 114,360.0×572.7²) + (31,944,000,000.0/14.0 + 1,980,000.0/14.0 × 463.1²) = 1.260E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 777.8 - 572.7 = 205.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -846.2 - 572.7 = -1,418.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 463.1 + 440.0 / 2 = 683.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 683.1 - 440.0 = 243.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 0.7 × 298.2 × 1,980,000.0 / (7.0 × 147,794,425,897.8) = 3.711E+02 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 371.1 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 3.711E+02 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 371.1 × 463.1 = 1.718E+05 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 0.650×518.2/(147,794,425,897.8×7.0) = 0.000 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 0.650×78.2/(147,794,425,897.8×7.0) = 0.000 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (371.1/255,788.6 + 1.000 \times 171,843.3 \times 683.1/125,982,829,056.2)$

$- 13,902.0 \times 0.000 \times 2.0/27,804.0$ = **0.000** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (371.1/255,788.6 + 1.000 \times 171,843.3 \times 243.1/125,982,829,056.2)$

$- 13,902.0 \times 0.000 \times 2.0/27,804.0$ = **0.000** MPa

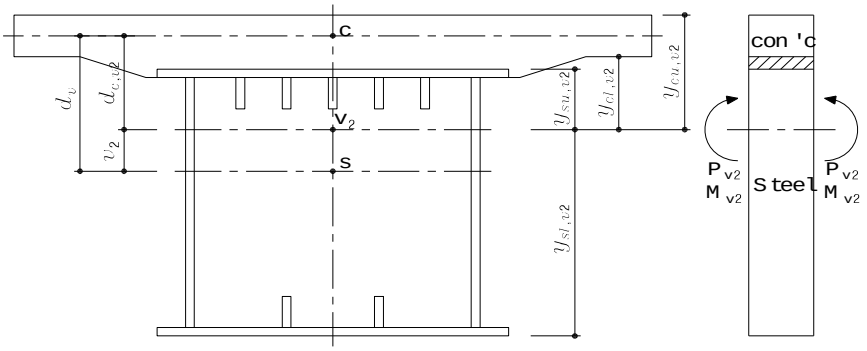
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 371.1/255,788.6 + 1.000 \times 171,843.3 \times 205.1/125,982,829,056.2$ = **0.002** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 371.1/255,788.6 + 1.000 \times 171,843.3 \times -1,418.9/125,982,829,056.2$ = **0.000** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 114,360.0 + 1,980,000.0 / 21.0 = 2.086E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,980,000.0/21.0)\times1,035.8 / 208,645.7 = 468.1$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,035.8 - 468.1 = 567.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (55,866,171,178.2 + 114,360.0\times468.1^2) + (31,944,000,000.0/21.0 + 1,980,000.0/21.0 \times 567.7^2) = 1.128E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 777.8 - 468.1 = 309.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -846.2 - 468.1 = -1,314.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 567.7 + 440.0 / 2 = 787.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 787.7 - 440.0 = 347.7$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,980,000.0 / 21.0 = 5.219E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 5,218,714.3 \times 787.7 = 2.963E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(5,218,714.3/208,645.7 + 1.000\times2,962,714,825.0\times787.7/112,828,674,281.8) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-0.460}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(5,218,714.3/208,645.7 + 1.000\times2,962,714,825.0\times787.7/112,828,674,281.8) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.010}$ MPa

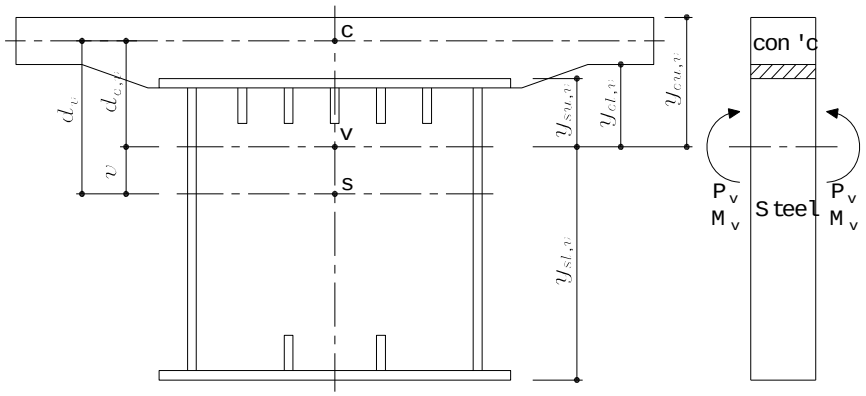
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 5,218,714.3/208,645.7 + 1.000\times2,962,714,825.0\times309.7/112,828,674,281.8 = \mathbf{33.145}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 5,218,714.3/208,645.7 + 1.000\times2,962,714,825.0\times-1,314.3/112,828,674,281.8 = \mathbf{-9.499}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,980,000.0 / 7.0 = 6.958E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 6,958,285.7 × 298.2 = 2.075E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(6,958,285.7/397,217.1 + 1.000×2,074,961,640.8×518.2/147,794,425,897.8)
- 27,804.0×0.000120 = **0.205** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(6,958,285.7/397,217.1 + 1.000×2,074,961,640.8×78.2/147,794,425,897.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.677** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 6,958,285.7/397,217.1+1.000×2,074,961,640.8×40.2/147,794,425,897.8 = **18.082** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 6,958,285.7/397,217.1+1.000×2,074,961,640.8×-1,583.8/147,794,425,897.8 = **-4.718** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,745.152/38,400.0 + 223.175/93,315,456.0 + 656.404/95,134,793.1 = 54.738$ MPa

※ υ = 54.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,084.691/38,400.0 + 223.175/93,315,456.0 + 146.362/95,134,793.1 = 32.177$ MPa

※ υ = 32.2 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,759.089/38,400.0 + 223.175/93,315,456.0 + 693.451/95,134,793.1 = 55.490$ MPa

※ υ = 55.5 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 166.4 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 198.0 MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck}$ = 10.800 MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck}$ = 1.890 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	0.032	-0.035	166.433	215.000
1+2+3	0.004	0.001	10.800	10.800	0.035	-0.118	215.000	215.000
1+2+3+5	0.004	0.001	10.800	10.800	0.036	-0.119	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.456	-1.009	1.890	1.890	33.181	-9.618	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.251	-1.686	2.174	2.174	51.263	-14.336	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	-0.661	-0.332	2.174	2.174	15.099	-4.899	279.500	247.250
1+2+4	0.017	0.003	12.960	12.960	0.042	-0.404	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	0.012	0.002	13.500	13.500	0.039	-0.299	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	0.012	0.002	13.500	13.500	0.041	-0.299	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.448	-1.008	2.363	2.363	33.186	-9.798	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.242	-1.685	2.552	2.552	51.268	-14.516	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-0.653	-0.331	2.552	2.552	15.104	-5.080	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.000	0.000	0.192	0.192	0.192	0.192	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.000	0.000	0.192	0.192	0.192	0.192	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.000	0.000	0.192	0.192	0.192	0.192	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.018	0.002	0.192	0.192	0.210	0.194	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.034	0.003	0.192	0.192	0.225	0.195	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.003	0.000	0.192	0.192	0.195	0.192	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.000	0.000	0.046	0.046	0.046	0.046	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.000	0.000	0.126	0.126	0.126	0.126	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.000	0.000	0.126	0.126	0.126	0.126	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.015	0.001	0.126	0.126	0.141	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.031	0.003	0.126	0.126	0.157	0.129	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.003	0.000	0.126	0.126	0.129	0.126	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{51.263}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{54.738}{125.000}\right)^2 = 0.034 + 0.192 = 0.225 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-14.336}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{54.738}{125.000}\right)^2 = 0.003 + 0.192 = 0.195 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,600.0 /(206 × 1.200) = 6.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 0.032) = 81.45 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

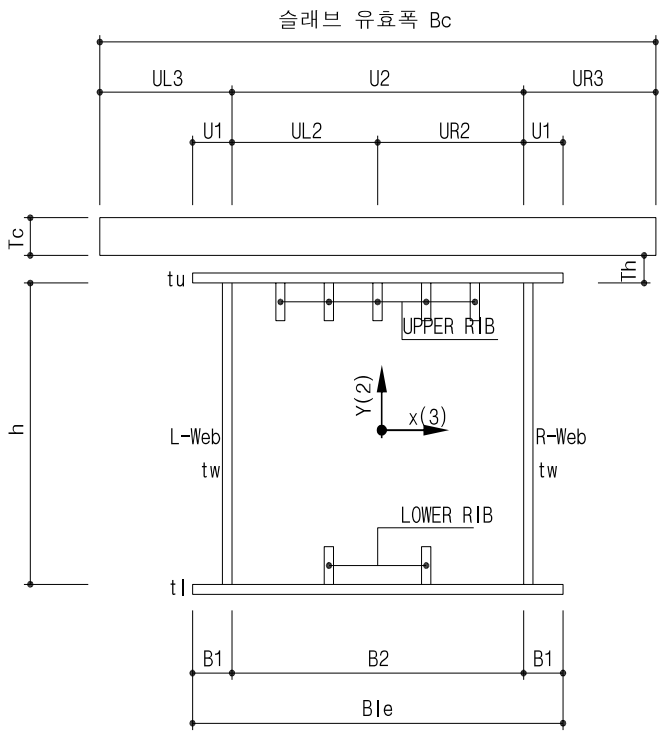
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	0.042	-0.046	355.000	O.K !!
1+2+3	0.008	0.001	16.200	O.K !!	0.046	-0.218	355.000	O.K !!
1+2+3+7	0.213	0.678	16.200	O.K !!	18.128	-4.936	355.000	O.K !!
1+2+3+5	0.008	0.001	16.200	O.K !!	0.048	-0.218	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-0.452	-1.009	16.200	O.K !!	33.193	-9.717	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-0.246	-1.686	16.200	O.K !!	51.275	-14.436	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-0.657	-0.331	16.200	O.K !!	15.111	-4.999	355.000	O.K !!
1+2+4	0.017	0.003	16.200	O.K !!	0.052	-0.416	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.016	0.002	16.200	O.K !!	0.051	-0.399	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	0.222	-0.675	16.200	O.K !!	18.133	-5.117	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.016	0.003	16.200	O.K !!	0.053	-0.399	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.443	-1.007	16.200	O.K !!	33.198	-9.898	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.238	-1.684	16.200	O.K !!	51.280	-14.616	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-0.649	-0.330	16.200	O.K !!	15.116	-5.180	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 18] : 절점 2 로 부터 이격거리 0.624 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	4,500.0	mm
UL3	1,000.0	mm
UR3	1,100.0	mm
U1	120.0	mm
UL2	1,200.0	mm
UR2	1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	2,640.0	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	2,640.0	mm
B1	120.0	mm
B2	2,400.0	mm
Tc	240.0	mm
Th	50.0	mm
h	1,600.0	mm
Θ_L	0.000	°
Θ_R	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	3,120.782
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,233.432
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	115.848
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	2,364.781
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-477.580
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-201.281
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-3.368
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-512.582
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-237.029
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-67.780
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-101.579
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-595.403

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

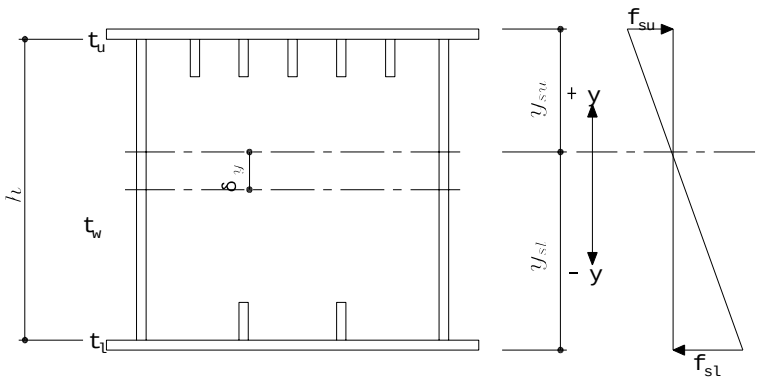
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	806.0	2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	725.0	6.525E+06	4.731E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	4.096E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-725.0	-2.610E+06	1.892E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-806.0	-2.553E+07	2.058E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		114,360.0	-	3.915E+06	4.778E+10	8.216E+09
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	970.0	1.048E+09	1.016E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.048E+09	1.016E+12	5.184E+09

※ A_s = 114,360.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 3,915,000.0 / 114,360.0 = 34.234 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,600.0 / 2 + 12.0 - 34.234 = 777.766 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,600.0 / 2 + 12.0 + 34.234 } = -846.234 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 8,216,385,320.0 + 47,783,811,960.0 - 114,360.0 × 34.234² = 5.587E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 3,120.782×777.8/55,866,171,178.2 = **43.447** MPa

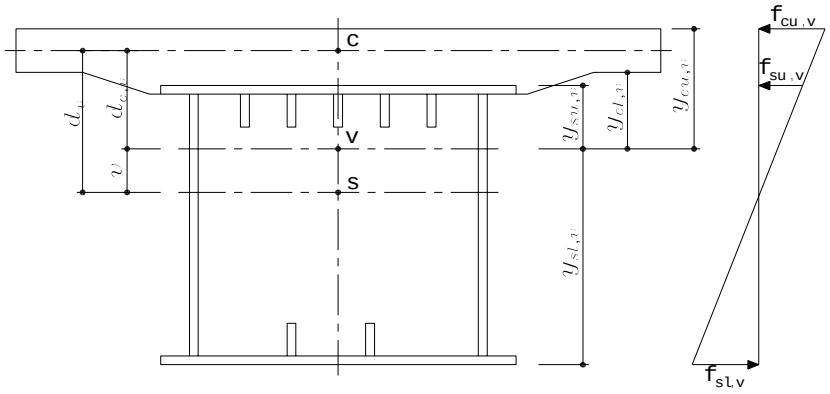
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 3,120.782×-846.2/55,866,171,178.2 = **-47.272** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 3.888E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 477.580 / 38,400.0 + 237.029 / (2 × 3,888,144.0 × 12.0) = **14.977** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 114,360.0 + 154,285.7 = 268,645.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 777.8 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 935.8 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 935.8 / 268,645.7 = 537.4 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 935.8 - 537.4 = 398.3 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 55,866,171,178.2+114,360.0×537.4² +740,571,428.6+154,285.7×398.3² = 1.141E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 777.8 - 537.4 = 240.3 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -846.2 - 537.4 = -1,383.7 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 398.3 + 240.0 / 2 = 518.3 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 518.3 - 240.0 = 278.3 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,233.432×240.3/114,118,212,896.9 = **2.598** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,233.432×-1,383.7/114,118,212,896.9 = **-14.955** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,233.432×518.3/(114,118,212,896.9×7.0) = **0.800** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,233.432×278.3/(114,118,212,896.9×7.0) = **0.430** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 3.929E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 201.281 / 38,400.0 + 67.780 / (2 × 3,929,492.6 × 12.0) = **5.960** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,364.781×240.3/114,118,212,896.9 = **4.981** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,364.781×-1,383.7/114,118,212,896.9 = **-28.672** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,364.781×518.3/(114,118,212,896.9×7.0) = **1.534** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,364.781×278.3/(114,118,212,896.9×7.0) = **0.824** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 512.582 / 38,400.0 + 595.403 / (2 × 3,929,492.6 × 12.0) = **19.662** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 115.848×240.3/114,118,212,896.9 = **0.244** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 115.848×-1,383.7/114,118,212,896.9 = **-1.405** MPa

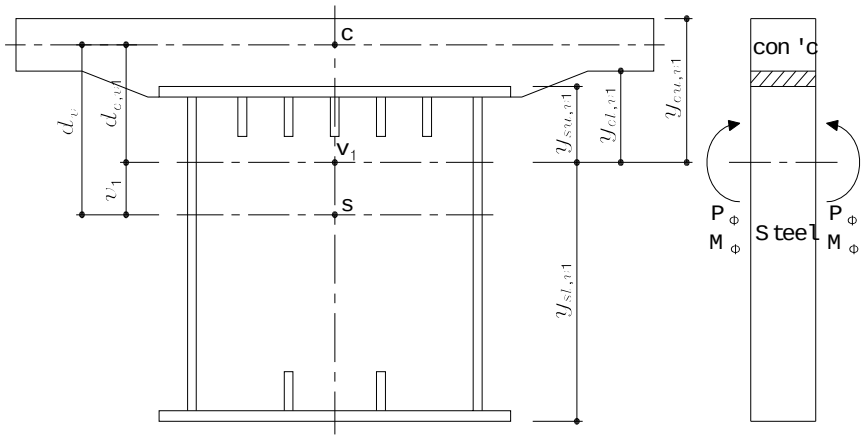
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 115.848×518.3/(114,118,212,896.9×7.0) = **0.075** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 115.848×278.3/(114,118,212,896.9×7.0) = **0.040** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 3.368 / 38,400.0 + 101.579 / (2 × 3,929,492.6 × 12.0) = **1.165** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.831 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 114,360.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.915E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×935.8 / 191,502.9 = 377.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 935.8 - 377.0 = 558.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (55,866,171,178.2 + 114,360.0×377.0²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 558.8²) = 9.658E+10 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 777.8 - 377.0 = 400.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -846.2 - 377.0 = -1,223.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 558.8 + 240.0 / 2 = 678.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 678.8 - 240.0 = 438.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 1,233.4 × 398.3 × 1,080,000.0 / (7.0 × 114,118,212,896.9) = 6.643E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 664,274.3 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 6.643E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 664,274.3 × 558.8 = 3.712E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,233.432×518.3/(114,118,212,896.9×7.0) = 0.800 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,233.432×278.3/(114,118,212,896.9×7.0) = 0.430 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (664,274.3/191,502.9 + 0.831 \times 371,204,825.9 \times 678.8/96,575,828,968.2)$

$- 13,902.0 \times 0.800 \times 2.0/27,804.0 = -0.398$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (664,274.3/191,502.9 + 0.831 \times 371,204,825.9 \times 438.8/96,575,828,968.2)$

$- 13,902.0 \times 0.430 \times 2.0/27,804.0 = -0.082$ MPa

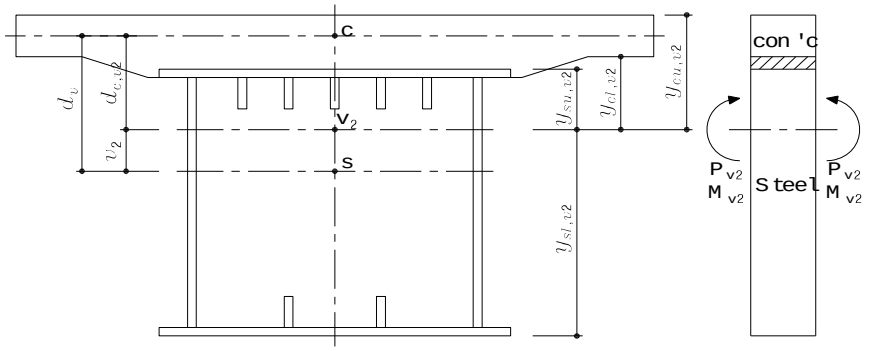
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 664,274.3/191,502.9 + 0.831 \times 371,204,825.9 \times 400.8/96,575,828,968.2 = 4.749$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 664,274.3/191,502.9 + 0.831 \times 371,204,825.9 \times -1,223.2/96,575,828,968.2 = -0.438$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 114,360.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.658E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times935.8 / 165,788.6 = 290.3$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 935.8 - 290.3 = 645.5$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (55,866,171,178.2 + 114,360.0\times290.3^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 645.5^2) = 8.718E+10$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 777.8 - 290.3 = 487.5$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -846.2 - 290.3 = -1,136.5$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 645.5 + 240.0 / 2 = 765.5$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 765.5 - 240.0 = 525.5$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 765.5 = 1.837E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/165,788.6 + 0.831\times1,837,421,973.9\times765.5/87,177,111,694.6) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.180}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/165,788.6 + 0.831\times1,837,421,973.9\times765.5/87,177,111,694.6) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.380}$ MPa

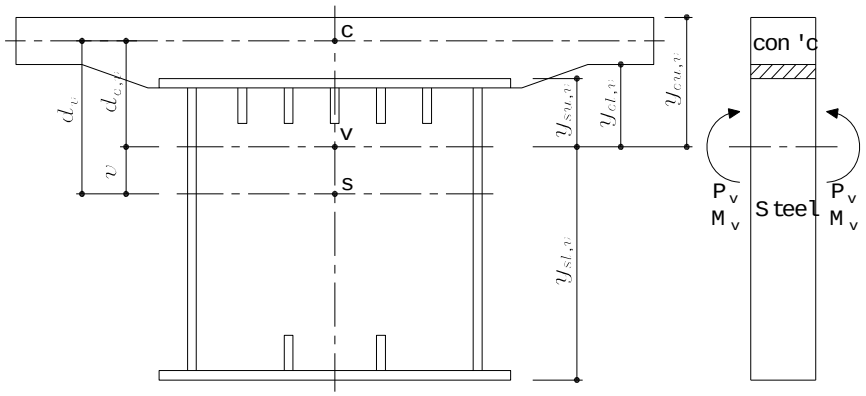
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/165,788.6 + 0.831\times1,837,421,973.9\times487.5/87,177,111,694.6 = \mathbf{25.707}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/165,788.6 + 0.831\times1,837,421,973.9\times-1,136.5/87,177,111,694.6 = \mathbf{-2.733}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 398.3 = 1.512E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/268,645.7 + 0.831×1,511,897,382.4×518.3/114,118,212,896.9)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.503** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/268,645.7 + 0.831×1,511,897,382.4×278.3/114,118,212,896.9)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.880** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/268,645.7+0.831×1,511,897,382.4×240.3/114,118,212,896.9 = **16.774** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/268,645.7+0.831×1,511,897,382.4×-1,383.7/114,118,212,896.9 = **-1.103** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,191.442/38,400.0 + 237.029/93,315,456.0 + 663.183/94,307,821.7 = 40.599$ MPa

※ υ = 40.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 682.228/38,400.0 + 237.029/93,315,456.0 + 169.359/94,307,821.7 = 22.102$ MPa

※ υ = 22.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,193.126/38,400.0 + 237.029/93,315,456.0 + 713.973/94,307,821.7 = 41.182$ MPa

※ υ = 41.2 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0\cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	43.447	-47.272	166.433	215.000
1+2+3	2.335	1.254	10.800	10.800	51.026	-90.899	215.000	215.000
1+2+3+5	1.937	1.172	10.800	10.800	55.774	-91.337	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.757	-0.208	10.800	1.890	81.481	-94.071	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.254	-1.088	12.420	2.174	98.255	-95.174	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.260	0.672	12.420	12.420	64.708	-92.967	279.500	247.250
1+2+4	0.876	0.470	12.960	12.960	46.289	-63.632	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.372	1.274	13.500	13.500	51.148	-91.602	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.975	1.192	13.500	13.500	55.896	-92.040	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.795	-0.188	13.500	2.363	81.603	-94.773	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.292	-1.068	14.580	2.552	98.377	-95.876	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.298	0.693	14.580	14.580	64.830	-93.670	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.068	0.048	0.105	0.105	0.174	0.154	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.056	0.179	0.105	0.105	0.162	0.284	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.051	0.180	0.105	0.105	0.156	0.286	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.109	0.191	0.105	0.105	0.214	0.297	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.124	0.148	0.105	0.105	0.229	0.254	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.054	0.141	0.105	0.105	0.159	0.247	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.032	0.061	0.022	0.022	0.054	0.083	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.036	0.116	0.069	0.069	0.106	0.186	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.043	0.117	0.069	0.069	0.113	0.187	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.092	0.124	0.069	0.069	0.162	0.194	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.115	0.109	0.069	0.069	0.184	0.179	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.050	0.104	0.069	0.069	0.119	0.174	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{98.255}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{40.599}{125.000}\right)^2 = 0.124 + 0.105 = 0.229 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-94.071}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{40.599}{125.000}\right)^2 = 0.191 + 0.105 = 0.297 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,600.0 /(206 × 1.200) = 6.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 43.447) = 2.22 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

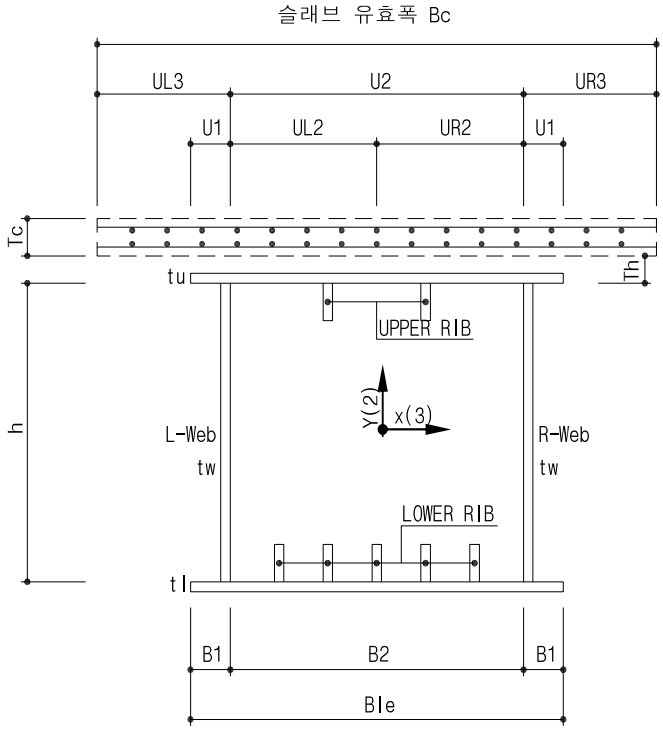
▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	56.482	-61.454	355.000	O.K !!
1+2+3	4.340	2.330	16.200	O.K !!	70.567	-142.541	355.000	O.K !!
1+2+3+7	4.843	3.211	16.200	O.K !!	87.341	-143.644	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.942	2.248	16.200	O.K !!	75.316	-142.979	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	2.762	0.869	16.200	O.K !!	101.023	-145.712	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.259	-0.012	16.200	O.K !!	117.796	-146.815	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.265	1.749	16.200	O.K !!	84.249	-144.609	355.000	O.K !!
1+2+4	1.116	0.599	16.200	O.K !!	60.103	-82.300	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	4.377	2.350	16.200	O.K !!	70.689	-143.243	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	3.874	1.470	16.200	O.K !!	87.463	-144.346	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.979	2.269	16.200	O.K !!	75.438	-143.681	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	2.800	0.889	16.200	O.K !!	101.145	-146.414	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.297	0.008	16.200	O.K !!	117.918	-147.518	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.303	1.769	16.200	O.K !!	84.371	-145.311	355.000	O.K !!

4.7.3 부모멘트

[G2 : 단면 - 5] : 절점 45 로 부터 이격거리 2.426 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,248.6	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,384.2	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,384.2	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,402.799
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,588.536
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-122.646
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,639.475
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	948.994
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	430.403
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	51.898
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	736.979
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	190.970
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	34.376
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	137.131
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	691.945
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

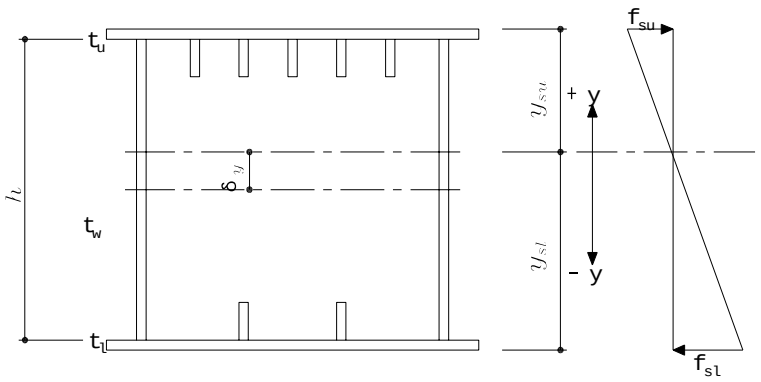
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,384.2 × 12.0	28,610.9	906.0	2.592E+07	2.348E+10	3.433E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,384.2 × 14.0	33,379.4	-907.0	-3.028E+07	2.746E+10	5.452E+05
강재 단면 합계		126,190.2	-	-4.354E+06	6.524E+10	1.170E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,172.3	1,130.0	13,754,694.8	15,542,805,145.5	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,172.3	990.0	12,050,573.3	11,930,067,603.6	-
RE-Bar 합계		24,344.6		2.581E+07	2.747E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,248.6 × 240.0	1,019,668.8	1,070.0	1.091E+09	1.167E+12	4.894E+09

※ A_s = 126,190.2 mm^2 A_{c1} = 1,019,668.8 mm^2 A_r = 24,344.6 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,353,622.2 / 126,190.2 = -34.500 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - -34.500 = 946.500 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 14.0 + -34.500 } = -879.500 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,263,526.8 + 65,237,462,420.3 - 126,190.2 × -34.500² = 7.679E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -3,402.799×946.5/76,791,523,945.7 = **-41.941** MPa

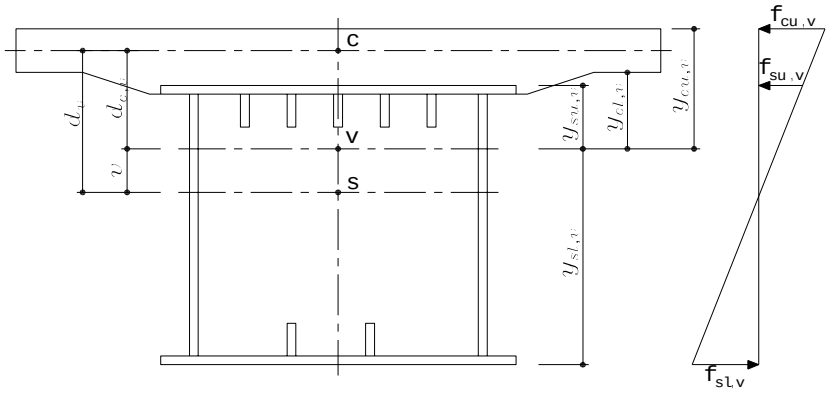
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -3,402.799×-879.5/76,791,523,945.7 = **38.973** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.141E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 948.994 / 43,200.0 + 190.970 / (2 × 4,141,109.6 × 12.0) = 23.889 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 126,190.2 + 24,344.6 = 150,534.8 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 946.5 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,172.3/24,344.6 = 1,094.5 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,344.6 × 1,094.5 / 150,534.8 = 177.0 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,094.5 - 177.0 = 917.5 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 76,791,523,945.7+126,190.2×177.0² +0.0+24,344.6×917.5² = 1.012E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 946.5 - 177.0 = 769.5 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -879.5 - 177.0 = -1,056.5 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 917.5 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,172.3 / 24,344.6 = 987.5 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 917.5 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,172.3 / 24,344.6 = 847.5 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,588.536 × 769.5 / 101,238,389,049.6 = **-12.074** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,588.536 × -1,056.5 / 101,238,389,049.6 = **16.578** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,588.536 × 987.5 / 101,238,389,049.6 = **-15.495** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,588.536 × 847.5 / 101,238,389,049.6 = **-13.298** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.180E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 430.403 / 43,200.0 + 34.376 / (2 × 4,180,265.9 × 12.0) = 10.306 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,639.475 × 769.5 / 101,238,389,049.6 = **-27.663** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,639.475 × -1,056.5 / 101,238,389,049.6 = **37.981** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,639.475 × 987.5 / 101,238,389,049.6 = **-35.500** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,639.475 × 847.5 / 101,238,389,049.6 = **-30.467** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 736.979 / 43,200.0 + 691.945 / (2 × 4,180,265.9 × 12.0) = 23.957 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -122.646 × 769.5 / 101,238,389,049.6 = **-0.932** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -122.646 × -1,056.5 / 101,238,389,049.6 = **1.280** MPa

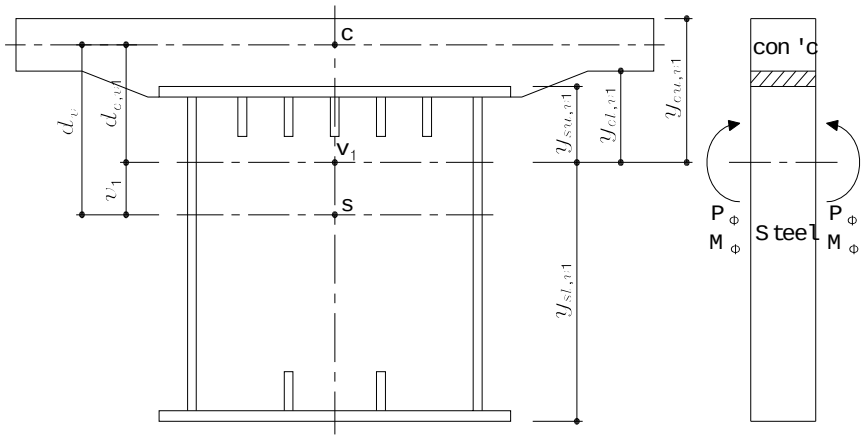
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -122.646 × 987.5 / 101,238,389,049.6 = **-0.171** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -122.646 × 847.5 /101,238,389,049.6 = **-0.147** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 51.898 / 43,200.0 + 137.131 / (2 × 4,180,265.9 × 12.0) = 2.568 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,019,668.8 / 7.0 = 145,667.0 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,894,410,240.0 / 7.0 = 6.992E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 126,190.2 + 145,667.0 = 271,857.2 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 946.5 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,104.5 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 145,667.0 × 1,104.5 / 271,857.2 = 591.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,104.5 - 591.8 = 512.7 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.233 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 126,190.2 + 1,019,668.8 / 14.0 = 1.990E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,019,668.8/14.0)×1,104.5 / 199,023.7 = 404.2 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,104.5 - 404.2 = 700.3 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (76,791,523,945.7 + 126,190.2×591.8²) + (4,894,410,240.0/7.0 + 1,019,668.8/7.0 × 512.7²) = 1.405E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,588.5 × 512.7 × 1,019,668.8 / (7.0 × 140,482,660,372.8) = -8.445E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -844,473.7 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -8.445E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -844,473.7 × 700.3 = -5.914E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -844,473.7/150,534.8 + -0.233 \times -591,388,590.3 \times 987.5/101,238,389,049.6 =$ **-4.264** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -844,473.7/150,534.8 + -0.233 \times -591,388,590.3 \times 847.5/101,238,389,049.6 =$ **-4.455** MPa

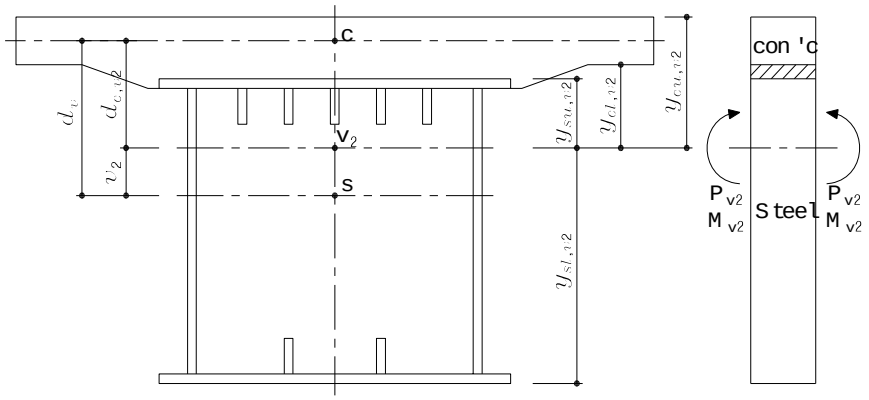
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -844,473.7/150,534.8 + -0.233 \times -591,388,590.3 \times 769.5/101,238,389,049.6 =$ **-4.561** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -844,473.7/150,534.8 + -0.233 \times -591,388,590.3 \times -1,056.5/101,238,389,049.6 =$ **-7.049** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 126,190.2 + 1,019,668.8 / 21.0 = 1.747E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,019,668.8/21.0)\times1,104.5 / 174,745.9 = 306.9$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,104.5 - 306.9 = 797.6$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,019,668.8 / 21.0 = 2.688E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,687,555.6\times797.6 = 2.144E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,687,555.6/150,534.8 + -0.233\times2,143,592,080.6\times987.5/101,238,389,049.6$

$= \mathbf{12.977}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,687,555.6/150,534.8 + -0.233\times2,143,592,080.6\times847.5/101,238,389,049.6$

$= \mathbf{13.668}$ MPa

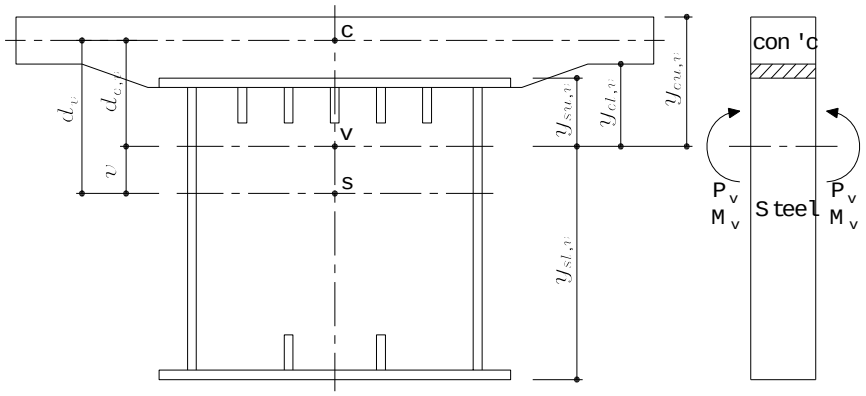
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,687,555.6/150,534.8 + -0.233\times2,143,592,080.6\times769.5/101,238,389,049.6 = \mathbf{14.053}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,687,555.6/150,534.8 + -0.233\times2,143,592,080.6\times-1,056.5/101,238,389,049.6 = \mathbf{23.071}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,019,668.8 / 7.0 = 3.583E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,583,407.5 × 512.7 = 1.837E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,583,407.5/150,534.8 + -0.233×1,837,160,124.2×987.5/101,238,389,049.6 - 205,000.0×0.000120 = **-4.975** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,583,407.5/150,534.8 + -0.233×1,837,160,124.2×847.5/101,238,389,049.6 - 205,000.0×0.000120 = **-4.383** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,583,407.5/150,534.8+-0.233×1,837,160,124.2×769.5/101,238,389,049.6 = **20.548** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,583,407.5/150,534.8+-0.233×1,837,160,124.2×-1,056.5/101,238,389,049.6 = **28.276** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,116.376/43,200.0 + 190.970/99,386,629.4 + 726.322/100,326,381.7 = 58.151$ MPa

※ υ = 58.2 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,431.295/43,200.0 + 190.970/99,386,629.4 + 171.507/100,326,381.7 = 36.763$ MPa

※ υ = 36.8 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,142.325/43,200.0 + 190.970/99,386,629.4 + 794.887/100,326,381.7 = 59.435$ MPa

※ υ = 59.4 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(14.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 188.8$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(14.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 269.5$ MPa

사용 t_l = 14.0 mm ∴ f_{ca} = 188.8 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-41.941	38.973	215.000	188.814
1+2+3	-50.995	-43.765	160.000	160.000	-81.679	93.531	215.000	188.814
1+2+3+5	-55.259	-48.220	160.000	160.000	-86.240	86.482	215.000	188.814
1+2+3+5+6	-42.283	-34.552	160.000	160.000	-72.187	109.553	215.000	188.814
1+2+3+5+6+7	-47.258	-38.935	184.000	184.000	-51.640	137.829	247.250	217.136
1+2+3+5+6-7	-37.308	-30.170	184.000	184.000	-92.735	81.276	247.250	217.136
1+2+4	-15.666	-13.445	192.000	192.000	-54.948	56.830	258.000	226.577
1+2+3+0.5×4	-51.080	-43.839	200.000	200.000	-82.145	94.171	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5	-55.345	-48.294	200.000	200.000	-86.706	87.122	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6	-42.368	-34.626	200.000	200.000	-72.653	110.193	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-47.343	-39.008	216.000	216.000	-52.106	138.469	290.250	254.899
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-37.393	-30.243	216.000	216.000	-93.201	81.916	290.250	254.899

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.038	0.043	0.216	0.216	0.254	0.259	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.144	0.245	0.216	0.216	0.361	0.462	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.161	0.210	0.216	0.216	0.377	0.426	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.113	0.337	0.216	0.216	0.329	0.553	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.044	0.403	0.216	0.216	0.260	0.619	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.141	0.140	0.216	0.216	0.357	0.357	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.045	0.063	0.060	0.060	0.105	0.123	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.093	0.159	0.145	0.145	0.238	0.304	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.104	0.136	0.145	0.145	0.249	0.281	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.073	0.218	0.145	0.145	0.218	0.363	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.032	0.295	0.145	0.145	0.177	0.440	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.103	0.103	0.145	0.145	0.248	0.248	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-86.240}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{58.151}{125.000}\right) = 0.161 + 0.216 = 0.377 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{137.829}{217.136}\right)^2 + \left(\frac{58.151}{125.000}\right) = 0.403 + 0.216 = 0.619 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = $b\ /(46\cdot i\cdot n)$ = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 38.973) = 2.35 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

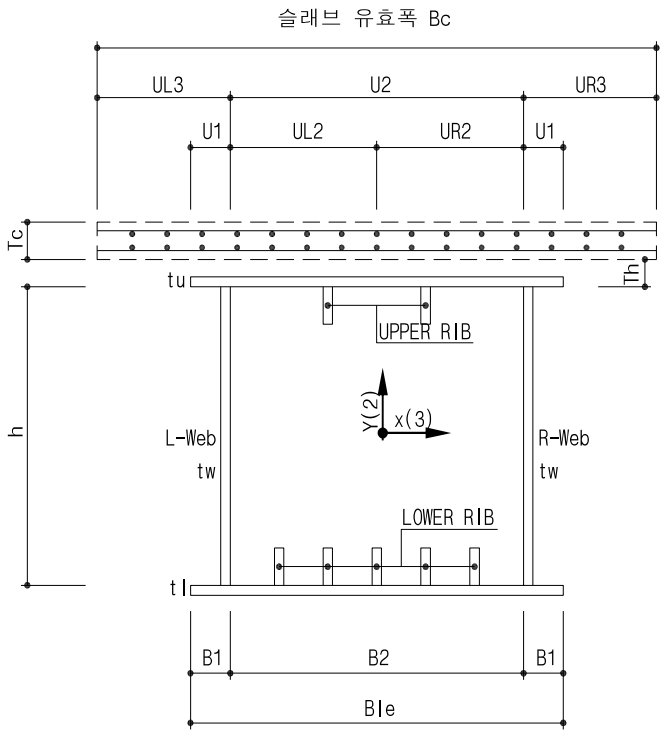
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-54.524	50.664	355.000	O.K !!
1+2+3	-96.468	-82.792	240.000	O.K !!	-129.696	153.874	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-101.444	-87.175	240.000	O.K !!	-150.244	182.150	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-100.733	-87.247	240.000	O.K !!	-134.257	146.825	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-87.756	-73.579	240.000	O.K !!	-120.204	169.896	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-92.732	-77.962	240.000	O.K !!	-99.657	198.172	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-82.781	-69.196	240.000	O.K !!	-140.752	141.619	355.000	O.K !!
1+2+4	-20.314	-17.434	240.000	O.K !!	-71.153	73.495	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-96.554	-82.865	240.000	O.K !!	-130.162	154.514	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-101.529	-87.248	240.000	O.K !!	-109.615	182.790	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-100.818	-87.320	240.000	O.K !!	-134.724	147.465	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-87.842	-73.652	240.000	O.K !!	-120.670	170.536	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-92.817	-78.035	240.000	O.K !!	-100.123	198.812	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-82.867	-69.270	240.000	O.K !!	-141.218	142.259	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 6] : 절점 46 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	= 4,053.2	mm
U1	= 120.0	mm
UL2	= 1,200.0	mm
UR2	= 1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	= 2,265.6	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	= 2,265.6	mm
B1	= 120.0	mm
B2	= 2,400.0	mm
Tc	= 240.0	mm
Th	= 50.0	mm
h	= 1,800.0	mm
Θ_L	= 0.000	°
Θ_R	= 0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-5,844.572
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,692.553
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-259.198
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-5,052.242
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1,061.442
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	478.750
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	60.928
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	821.882
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	183.322
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-40.173
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	137.131
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	744.396
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

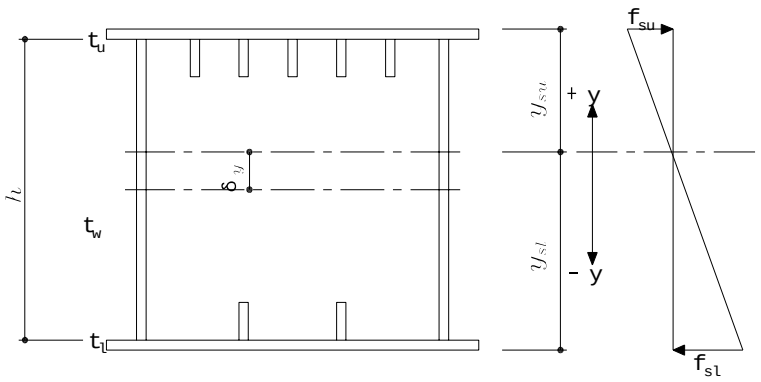
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,265.6 × 12.0	27,187.3	906.0	2.463E+07	2.232E+10	3.262E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	825.0	3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,265.6 × 14.0	31,718.5	-907.0	-2.877E+07	2.609E+10	5.181E+05
강재 단면 합계		116,805.9	-	-9.335E+06	5.841E+10	1.169E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		11,612.3	1,130.0	13,121,935.2	14,827,786,794.6	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		11,612.3	990.0	11,496,208.7	11,381,246,642.2	-
RE-Bar 합계		23,224.7		2.462E+07	2.621E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,053.2 × 240.0	972,760.8	1,070.0	1.041E+09	1.114E+12	4.669E+09

※ A_s = 116,805.9 mm^2 A_{c1} = 972,760.8 mm^2 A_r = 23,224.7 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -9,334,503.9 / 116,805.9 = -79.915 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - -79.915 = 991.915 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 14.0 + -79.915 } = -834.085 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,692,406,817.3 + 58,414,743,712.0 - 116,805.9 × -79.915² = 6.936E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -5,844.572×991.9/69,361,186,565.6 = **-83.582** MPa

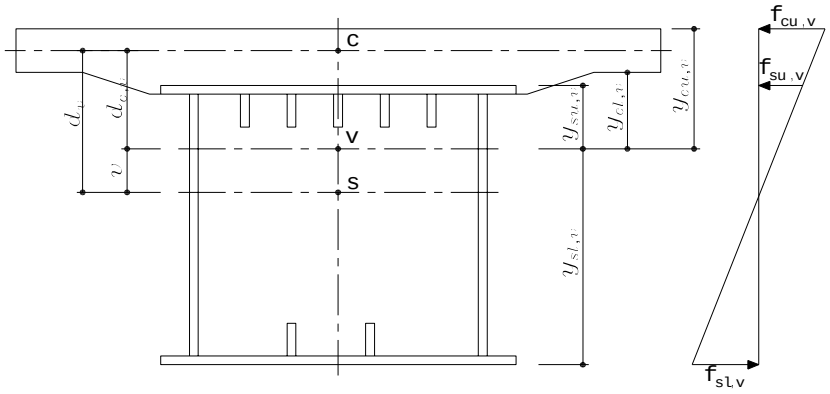
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -5,844.572×-834.1/69,361,186,565.6 = **70.282** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.034E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,061.442 / 43,200.0 + 183.322 / (2 × 4,033,571.5 × 12.0) = 26.464 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 116,805.9 + 23,224.7 = 140,030.5 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 991.9 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 11,612.3/23,224.7 = 1,139.9 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 23,224.7 × 1,139.9 / 140,030.5 = 189.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,139.9 - 189.1 = 950.9 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 69,361,186,565.6+116,805.9×189.1² +0.0+23,224.7×950.9² = 9.453E+10 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 991.9 - 189.1 = 802.9 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -834.1 - 189.1 = -1,023.1 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 950.9 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,612.3 / 23,224.7 = 1,020.9 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 950.9 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,612.3 / 23,224.7 = 880.9 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,692.553 × 802.9 / 94,534,249,283.5 = **-22.867** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,692.553 × -1,023.1 / 94,534,249,283.5 = **29.142** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,692.553 × 1,020.9 / 94,534,249,283.5 = **-29.076** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,692.553 × 880.9 / 94,534,249,283.5 = **-25.089** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.072E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 478.750 / 43,200.0 + 40.173 / (2 × 4,071,711.0 × 12.0) = 11.493 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,052.242 × 802.9 / 94,534,249,283.5 = **-42.907** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,052.242 × -1,023.1 / 94,534,249,283.5 = **54.680** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,052.242 × 1,020.9 / 94,534,249,283.5 = **-54.558** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,052.242 × 880.9 / 94,534,249,283.5 = **-47.076** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 821.882 / 43,200.0 + 744.396 / (2 × 4,071,711.0 × 12.0) = 26.643 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -259.198 × 802.9 / 94,534,249,283.5 = **-2.201** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -259.198 × -1,023.1 / 94,534,249,283.5 = **2.805** MPa

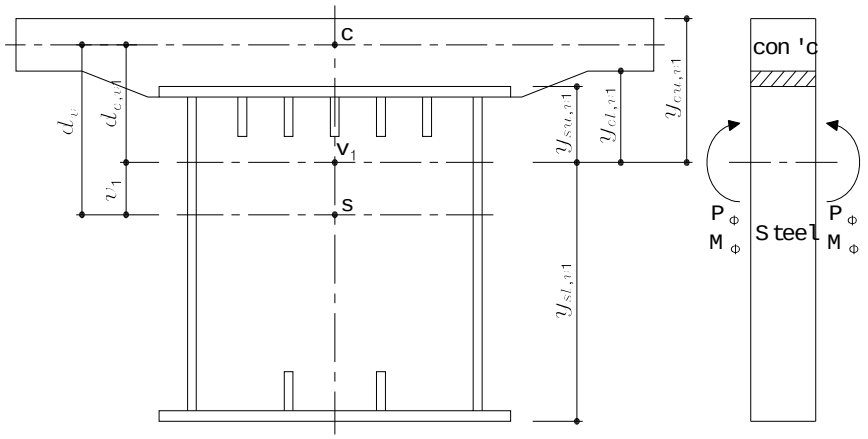
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -259.198 × 1,020.9 / 94,534,249,283.5 = **-0.400** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -259.198 × 880.9 /94,534,249,283.5 = **-0.345** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 60.928 / 43,200.0 + 137.131 / (2 × 4,071,711.0 × 12.0) = 2.814 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 972,760.8 / 7.0 = 138,965.8 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,669,251,840.0 / 7.0 = 6.670E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 116,805.9 + 138,965.8 = 255,771.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 991.9 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,149.9 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 138,965.8 × 1,149.9 / 255,771.7 = 624.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,149.9 - 624.8 = 525.1 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.316 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 116,805.9 + 972,760.8 / 14.0 = 1.863E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (972,760.8/14.0)×1,149.9 / 186,288.8 = 428.9 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,149.9 - 428.9 = 721.0 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (69,361,186,565.6 + 116,805.9×624.8²) + (4,669,251,840.0/7.0 + 972,760.8/7.0 × 525.1²) = 1.345E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -2,692.6 × 525.1 × 972,760.8 / (7.0 × 134,450,309,263.9) = -1.461E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,461,464.5 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.461E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,461,464.5 × 721.0 = -1.054E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,461,464.5/140,030.5 + -0.316 \times -1,053,736,019.8 \times 1,020.9/94,534,249,283.5 =$ **-6.842** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,461,464.5/140,030.5 + -0.316 \times -1,053,736,019.8 \times 880.9/94,534,249,283.5 =$ **-7.335** MPa

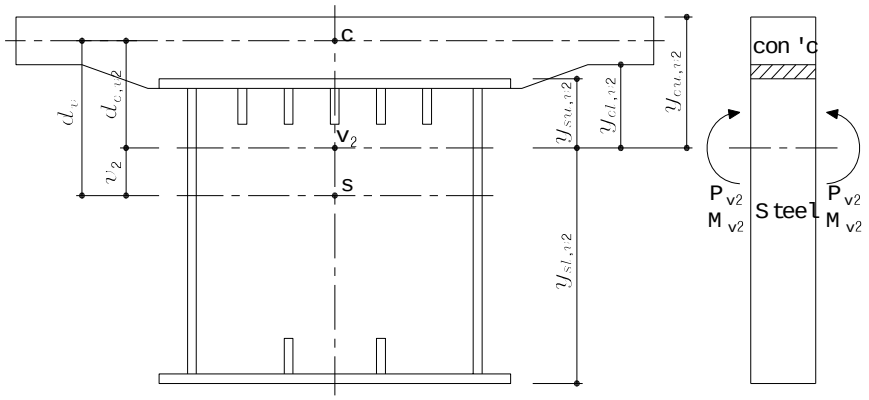
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,461,464.5/140,030.5 + -0.316 \times -1,053,736,019.8 \times 802.9/94,534,249,283.5 =$ **-7.610** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,461,464.5/140,030.5 + -0.316 \times -1,053,736,019.8 \times -1,023.1/94,534,249,283.5 =$ **-14.039** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 116,805.9 + 972,760.8 / 21.0 = 1.631E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (972,760.8/21.0)\times1,149.9 / 163,127.8 = 326.5$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,149.9 - 326.5 = 823.4$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times972,760.8 / 21.0 = 2.564E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,563,919.5\times823.4 = 2.111E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,563,919.5/140,030.5 + -0.316\times2,111,089,557.7\times1,020.9/94,534,249,283.5$

$= 11.109$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,563,919.5/140,030.5 + -0.316\times2,111,089,557.7\times880.9/94,534,249,283.5$

$= 12.096$ MPa

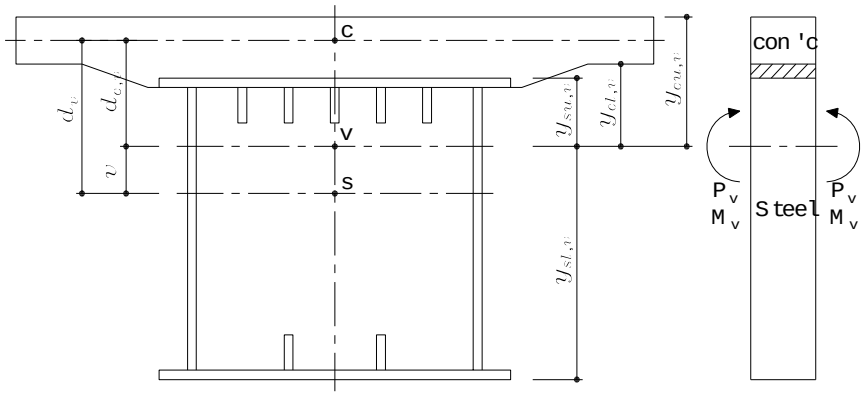
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,563,919.5/140,030.5 + -0.316\times2,111,089,557.7\times802.9/94,534,249,283.5 = 12.646$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,563,919.5/140,030.5 + -0.316\times2,111,089,557.7\times-1,023.1/94,534,249,283.5 = 25.527$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×972,760.8 / 7.0 = 3.419E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,418,559.4 × 525.1 = 1.795E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,418,559.4/140,030.5 + -0.316×1,795,233,361.5×1,020.9/94,534,249,283.5
- 205,000.0×0.000120 = **-6.311** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,418,559.4/140,030.5 + -0.316×1,795,233,361.5×880.9/94,534,249,283.5
- 205,000.0×0.000120 = **-5.471** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,418,559.4/140,030.5+-0.316×1,795,233,361.5×802.9/94,534,249,283.5 = **19.597** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,418,559.4/140,030.5+-0.316×1,795,233,361.5×-1,023.1/94,534,249,283.5 = **30.550** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,362.075/43,200.0 + 183.322/96,805,715.2 + 784.570/97,721,063.5 = 64.600$ MPa

※ υ = 64.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,601.120/43,200.0 + 183.322/96,805,715.2 + 177.304/97,721,063.5 = 40.771$ MPa

※ υ = 40.8 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,392.539/43,200.0 + 183.322/96,805,715.2 + 853.135/97,721,063.5 = 66.007$ MPa

※ υ = 66.0 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(14.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 188.8$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(14.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 269.5$ MPa

사용 t_l = 14.0 mm ∴ f_{ca} = 188.8 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-83.582	70.282	215.000	188.814
1+2+3	-83.634	-72.165	160.000	160.000	-149.356	154.104	215.000	188.814
1+2+3+5	-90.477	-79.500	160.000	160.000	-156.966	140.065	215.000	188.814
1+2+3+5+6	-79.368	-67.404	160.000	160.000	-144.320	165.592	215.000	188.814
1+2+3+5+6+7	-85.679	-72.875	184.000	184.000	-124.723	196.143	247.250	217.136
1+2+3+5+6-7	-73.057	-61.933	184.000	184.000	-163.917	135.042	247.250	217.136
1+2+4	-29.476	-25.434	192.000	192.000	-108.650	102.229	258.000	226.577
1+2+3+0.5×4	-83.834	-72.337	200.000	200.000	-150.457	155.507	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5	-90.677	-79.673	200.000	200.000	-158.067	141.468	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6	-79.568	-67.576	200.000	200.000	-145.420	166.995	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-85.879	-73.047	216.000	216.000	-125.823	197.545	290.250	254.899
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-73.257	-62.105	216.000	216.000	-165.017	136.444	290.250	254.899

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.151	0.139	0.267	0.267	0.418	0.406	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.483	0.666	0.267	0.267	0.750	0.933	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.533	0.550	0.267	0.267	0.800	0.817	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.451	0.769	0.267	0.267	0.718	1.036	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.254	0.816	0.267	0.267	0.522	1.083	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.440	0.387	0.267	0.267	0.707	0.654	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.177	0.204	0.074	0.074	0.251	0.277	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.313	0.434	0.178	0.178	0.492	0.613	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.346	0.359	0.178	0.178	0.524	0.538	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.293	0.501	0.178	0.178	0.471	0.679	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.188	0.601	0.178	0.178	0.366	0.779	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.323	0.287	0.178	0.178	0.502	0.465	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-156.966}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{64.600}{125.000}\right) = 0.533 + 0.267 = 0.800 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{196.143}{217.136}\right)^2 + \left(\frac{64.600}{125.000}\right) = 0.816 + 0.267 = 1.083 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 70.282) = 1.75 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

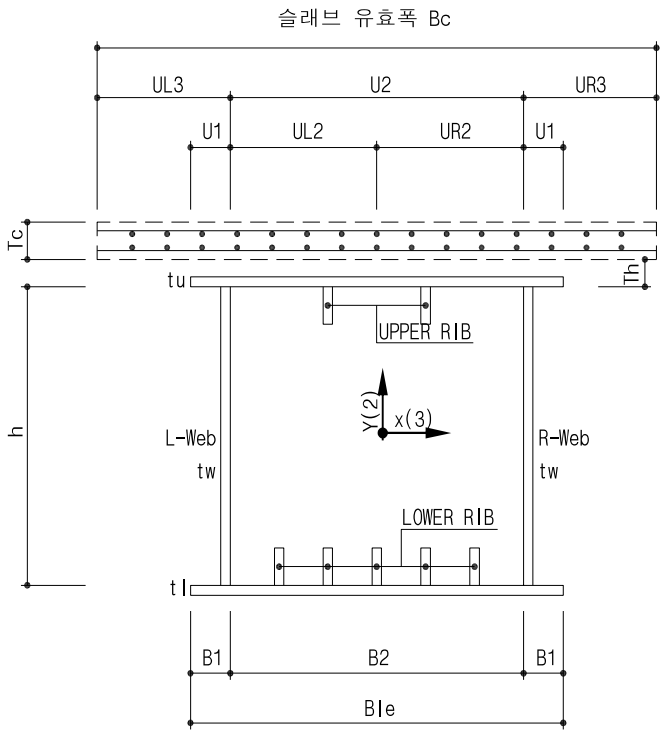
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-108.656	91.367	355.000	O.K !!
1+2+3	-155.099	-133.829	240.000	O.K !!	-230.634	246.814	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-161.410	-139.300	240.000	O.K !!	-250.231	277.364	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-161.941	-141.164	240.000	O.K !!	-238.244	232.775	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-150.833	-129.068	240.000	O.K !!	-225.598	258.302	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-157.143	-134.539	240.000	O.K !!	-206.001	288.852	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-144.522	-123.597	240.000	O.K !!	-245.195	227.752	355.000	O.K !!
1+2+4	-38.199	-32.960	240.000	O.K !!	-140.585	132.056	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-155.299	-134.001	240.000	O.K !!	-231.735	248.217	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-161.610	-139.472	240.000	O.K !!	-212.138	278.767	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-162.141	-141.337	240.000	O.K !!	-239.345	234.178	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-151.033	-129.240	240.000	O.K !!	-226.698	259.705	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-157.343	-134.711	240.000	O.K !!	-207.101	290.255	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-144.722	-123.769	240.000	O.K !!	-246.295	229.154	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 7] : 절점 15 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	= 4,500.0	mm
U1	= 120.0	mm
UL2	= 1,200.0	mm
UR2	= 1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	= 2,640.0	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	= 2,640.0	mm
B1	= 120.0	mm
B2	= 2,400.0	mm
Tc	= 240.0	mm
Th	= 50.0	mm
h	= 1,863.0	mm
Θ_L	= 0.000	°
Θ_R	= 0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,590.991
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,625.391
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-74.741
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-4,180.593
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	610.905
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	236.398
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	24.430
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	584.493
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-84.647
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-114.142
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-48.229
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-461.889
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

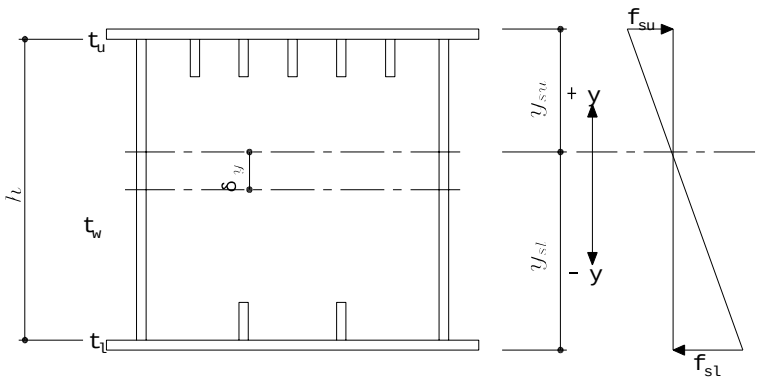
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	856.5	3.597E+06	3.081E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-938.5	-3.469E+07	3.255E+10	6.037E+05
강재 단면 합계		128,052.0	-	-1.038E+07	7.118E+10	1.296E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,161.5	14,974,638.8	17,393,042,908.1	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	1,021.5	13,169,688.8	13,452,837,058.1	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.814E+07	3.085E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,101.5	1.190E+09	1.310E+12	5.184E+09

※ A_s = 128,052.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2 A_r = 25,785.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -10,382,910.0 / 128,052.0 = -81.084 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,863.0 / 2 + 12.0 - -81.084 = 1,024.584 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,863.0 / 2 + 14.0 + -81.084 } = -864.416 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 12,960,631,634.0 + 71,181,268,035.0 - 128,052.0 × -81.084² = 8.330E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -3,590.991×1,024.6/83,300,016,527.2 = **-44.169** MPa

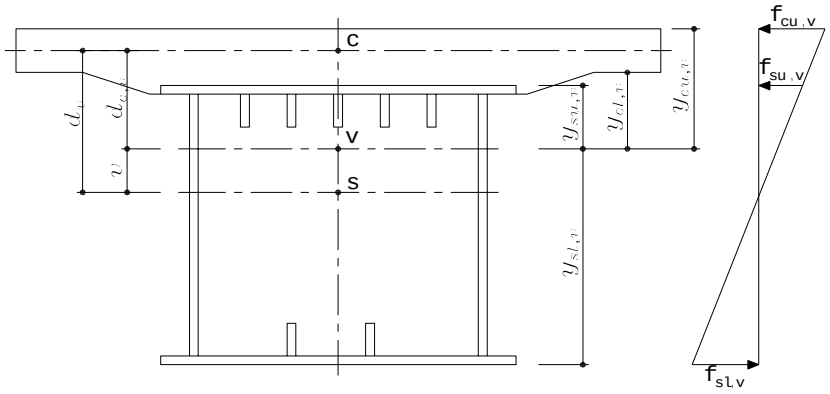
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -3,590.991×-864.4/83,300,016,527.2 = **37.264** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.525E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 610.905 / 44,712.0 + 84.647 / (2 × 4,524,912.0 × 12.0) = 14.443 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 128,052.0 + 25,785.0 = 153,837.0 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,024.6 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,172.6 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,172.6 / 153,837.0 = 196.5 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,172.6 - 196.5 = 976.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 83,300,016,527.2+128,052.0×196.5² +0.0+25,785.0×976.0² = 1.128E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,024.6 - 196.5 = 828.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -864.4 - 196.5 = -1,061.0 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 976.0 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 1,046.0 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 976.0 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 906.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,625.391 × 828.0 / 112,810,769,435.3 = **-11.931** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,625.391 × -1,061.0 / 112,810,769,435.3 = **15.286** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,625.391 × 1,046.0 / 112,810,769,435.3 = **-15.072** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,625.391 × 906.0 / 112,810,769,435.3 = **-13.054** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.566E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 236.398 / 44,712.0 + 114.142 / (2 × 4,566,260.6 × 12.0) = 6.329 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -4,180.593 × 828.0 / 112,810,769,435.3 = **-30.686** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -4,180.593 × -1,061.0 / 112,810,769,435.3 = **39.317** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -4,180.593 × 1,046.0 / 112,810,769,435.3 = **-38.765** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -4,180.593 × 906.0 / 112,810,769,435.3 = **-33.577** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 584.493 / 44,712.0 + 461.889 / (2 × 4,566,260.6 × 12.0) = 17.287 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -74.741 × 828.0 / 112,810,769,435.3 = **-0.549** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -74.741 × -1,061.0 / 112,810,769,435.3 = **0.703** MPa

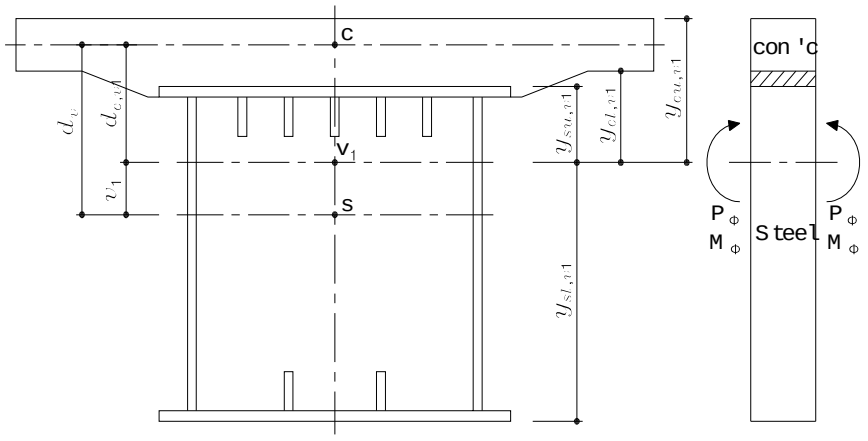
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -74.741 × 1,046.0 / 112,810,769,435.3 = **-0.099** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -74.741 × 906.0 /112,810,769,435.3 = **-0.086** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 24.430 / 44,712.0 + 48.229 / (2 × 4,566,260.6 × 12.0) = 0.986 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 128,052.0 + 154,285.7 = 282,337.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,024.6 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,182.6 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,182.6 / 282,337.7 = 646.2 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,182.6 - 646.2 = 536.4 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.060 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 128,052.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.052E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,182.6 / 205,194.9 = 444.6 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,182.6 - 444.6 = 738.0 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (83,300,016,527.2 + 128,052.0×646.2²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 536.4²) = 1.593E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,625.4 × 536.4 × 1,080,000.0 / (7.0 × 159,338,779,655.4) = -8.441E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -844,134.0 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -8.441E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -844,134.0 × 738.0 = -6.230E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -844,134.0/153,837.0 + 0.060 \times -622,964,226.3 \times 1,046.0/112,810,769,435.3 = \mathbf{-5.834}$ MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -844,134.0/153,837.0 + 0.060 \times -622,964,226.3 \times 906.0/112,810,769,435.3 = \mathbf{-5.788}$ MPa

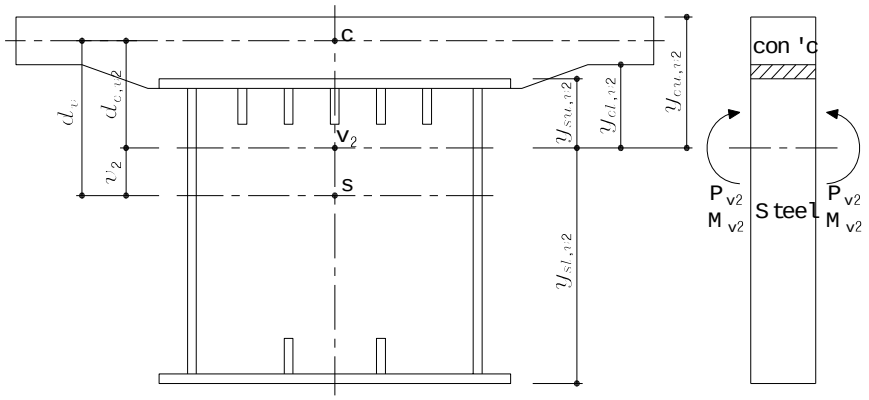
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -844,134.0/153,837.0 + 0.060 \times -622,964,226.3 \times 828.0/112,810,769,435.3 = \mathbf{-5.762}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -844,134.0/153,837.0 + 0.060 \times -622,964,226.3 \times -1,061.0/112,810,769,435.3 = \mathbf{-5.135}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 128,052.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.795E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,182.6 / 179,480.6 = 338.9$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,182.6 - 338.9 = 843.7$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4\times843.7 = 2.402E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,837.0 + 0.060\times2,401,722,572.5\times1,046.0/112,810,769,435.3$

$= \mathbf{19.841}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,837.0 + 0.060\times2,401,722,572.5\times906.0/112,810,769,435.3$

$= \mathbf{19.662}$ MPa

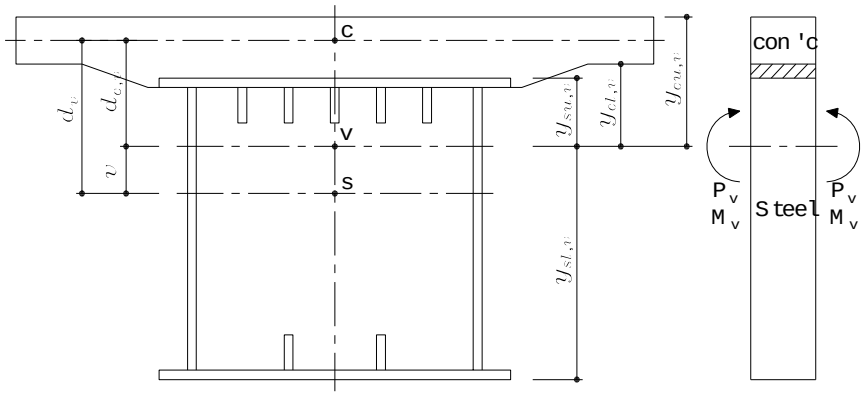
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,837.0 + 0.060\times2,401,722,572.5\times828.0/112,810,769,435.3 = \mathbf{19.563}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,837.0 + 0.060\times2,401,722,572.5\times-1,061.0/112,810,769,435.3 = \mathbf{17.147}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,795,428.6 × 536.4 = 2.036E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/153,837.0 + 0.060×2,035,682,885.7×1,046.0/112,810,769,435.3
- 205,000.0×0.000120 = **1.205** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/153,837.0 + 0.060×2,035,682,885.7×906.0/112,810,769,435.3
- 205,000.0×0.000120 = **1.054** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/153,837.0+0.060×2,035,682,885.7×828.0/112,810,769,435.3 = **25.569** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/153,837.0+0.060×2,035,682,885.7×-1,061.0/112,810,769,435.3 = **23.522** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,431.796/44,712.0 + 84.647/108,597,888.0 + 576.032/109,590,253.7 = 38.058$ MPa

※ υ = 38.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 871.733/44,712.0 + 84.647/108,597,888.0 + 162.372/109,590,253.7 = 21.758$ MPa

※ υ = 21.8 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,444.011/44,712.0 + 84.647/108,597,888.0 + 600.147/109,590,253.7 = 38.552$ MPa

※ υ = 38.6 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(14.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 188.8$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(14.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 269.5$ MPa

사용 t_l = 14.0 mm ∴ f_{ca} = 188.8 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-44.169	37.264	215.000	188.814
1+2+3	-53.836	-46.631	160.000	160.000	-86.785	91.868	215.000	188.814
1+2+3+5	-59.670	-52.419	160.000	160.000	-92.547	86.733	215.000	188.814
1+2+3+5+6	-39.829	-32.756	160.000	160.000	-72.985	103.880	215.000	188.814
1+2+3+5+6+7	-38.624	-31.703	184.000	184.000	-47.416	127.402	247.250	217.136
1+2+3+5+6-7	-41.035	-33.810	184.000	184.000	-98.554	80.358	247.250	217.136
1+2+4	-15.171	-13.140	192.000	192.000	-56.648	53.254	258.000	226.577
1+2+3+0.5×4	-53.886	-46.674	200.000	200.000	-87.060	92.219	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5	-59.720	-52.462	200.000	200.000	-92.822	87.084	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6	-39.879	-32.799	200.000	200.000	-73.259	104.231	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-38.673	-31.746	216.000	216.000	-47.690	127.753	290.250	254.899
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-41.084	-33.853	216.000	216.000	-98.828	80.709	290.250	254.899

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.042	0.039	0.093	0.093	0.135	0.132	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.163	0.237	0.093	0.093	0.256	0.329	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.185	0.211	0.093	0.093	0.278	0.304	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.115	0.303	0.093	0.093	0.208	0.395	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.037	0.344	0.093	0.093	0.129	0.437	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.159	0.137	0.093	0.093	0.252	0.230	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.048	0.055	0.021	0.021	0.069	0.076	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.105	0.153	0.061	0.061	0.166	0.214	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.119	0.136	0.061	0.061	0.180	0.197	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.074	0.195	0.061	0.061	0.135	0.256	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.027	0.251	0.061	0.061	0.088	0.312	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.116	0.100	0.061	0.061	0.177	0.161	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-92.547}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{38.058}{125.000}\right) = 0.185 + 0.093 = 0.278 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{127.402}{217.136}\right)^2 + \left(\frac{38.058}{125.000}\right) = 0.344 + 0.093 = 0.437 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,863.0 /(206 ×1.200) = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 37.264) = 2.40 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

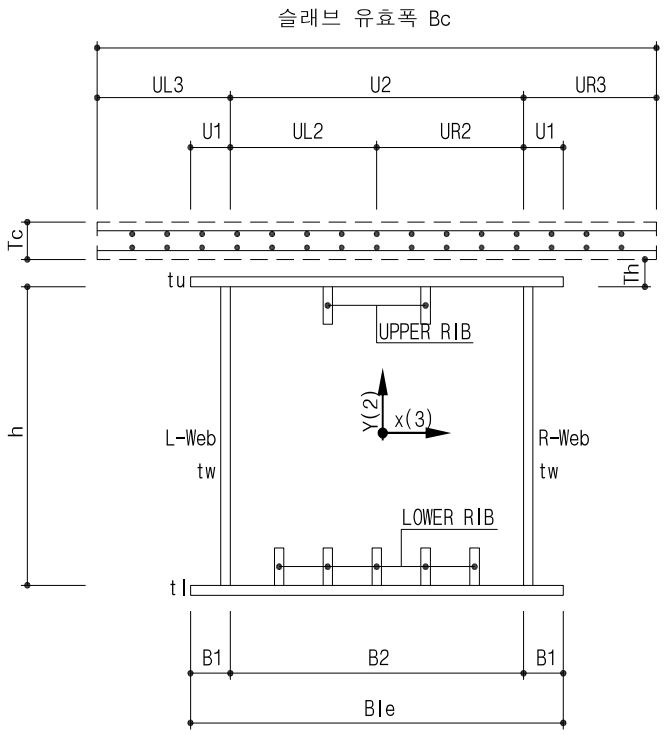
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-57.420	48.444	355.000	O.K !!
1+2+3	-102.937	-89.160	240.000	O.K !!	-138.904	152.848	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-104.143	-90.214	240.000	O.K !!	-164.473	176.370	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-108.771	-94.948	240.000	O.K !!	-144.666	147.713	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-88.930	-75.286	240.000	O.K !!	-125.104	164.860	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-87.725	-74.232	240.000	O.K !!	-99.534	188.382	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-90.135	-76.339	240.000	O.K !!	-150.673	141.338	355.000	O.K !!
1+2+4	-19.692	-17.056	240.000	O.K !!	-73.478	69.019	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-102.987	-89.203	240.000	O.K !!	-139.179	153.200	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-101.781	-88.150	240.000	O.K !!	-113.609	176.722	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-108.821	-94.991	240.000	O.K !!	-144.940	148.064	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-88.980	-75.329	240.000	O.K !!	-125.378	165.212	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-87.774	-74.275	240.000	O.K !!	-99.809	188.734	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-90.185	-76.382	240.000	O.K !!	-150.947	141.690	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 8] : 절점 16 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	= 4,344.4	mm
U1	= 120.0	mm
UL2	= 1,200.0	mm
UR2	= 1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	= 2,535.8	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	= 2,535.8	mm
B1	= 120.0	mm
B2	= 2,400.0	mm
Tc	= 240.0	mm
Th	= 50.0	mm
h	= 2,142.0	mm
Θ_L	= 0.000	°
Θ_R	= 0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-7,199.794
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,981.786
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-237.871
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-5,352.654
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	838.893
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	315.656
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	45.531
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	699.611
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-243.616
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-154.966
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-244.190
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-681.611
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

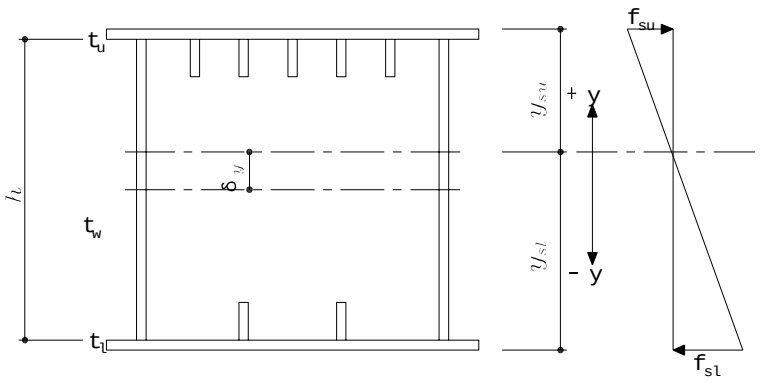
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,535.8 × 12.0	30,429.4	1,077.0	3.277E+07	3.530E+10	3.652E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	996.0	4.183E+06	4.166E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-996.0	-1.046E+07	1.042E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,535.8 × 16.0	40,572.5	-1,079.0	-4.378E+07	4.724E+10	8.655E+05
강재 단면 합계		137,109.8	-	-1.728E+07	9.711E+10	1.968E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,446.8	1,301.0	16,193,239.1	21,067,404,008.3	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,446.8	1,161.0	14,450,692.2	16,777,253,634.1	-
RE-Bar 합계		24,893.5		3.064E+07	3.784E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,344.4 × 240.0	1,042,660.8	1,241.0	1.294E+09	1.606E+12	5.005E+09

※ A_s = 137,109.8 mm^2 A_{c1} = 1,042,660.8 mm^2 A_r = 24,893.5 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -17,280,085.2 / 137,109.8 = -126.031 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,142.0 / 2 + 12.0 - -126.031 = 1,209.031 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,142.0 / 2 + 16.0 + -126.031 } = -960.969 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 19,684,487,774.6 + 97,114,677,003.1 - 137,109.8 × -126.031² = 1.146E+11 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -7,199.794×1,209.0/114,621,338,995.7 = **-75.944** MPa

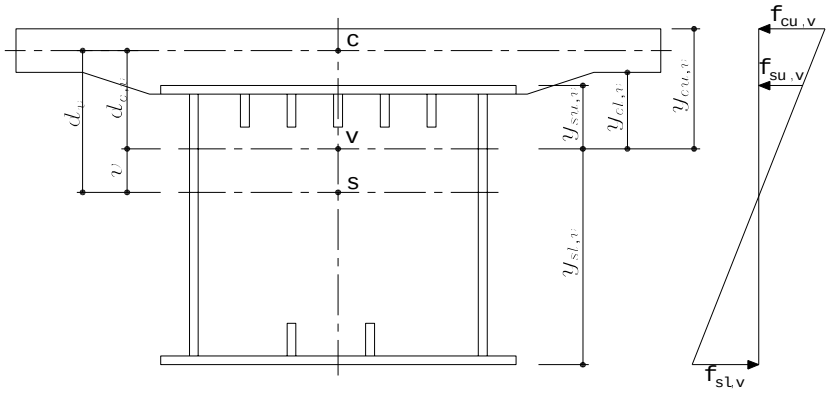
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -7,199.794×-961.0/114,621,338,995.7 = **60.362** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 5.088E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 838.893 / 51,408.0 + 243.616 / (2 × 5,087,922.8 × 12.0) = 18.313 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 137,109.8 + 24,893.5 = 162,003.4 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,209.0 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,446.8/24,893.5 = 1,357.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,893.5 × 1,357.0 / 162,003.4 = 208.5 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,357.0 - 208.5 = 1,148.5 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 114,621,338,995.7+137,109.8×208.5² +0.0+24,893.5×1,148.5² = 1.534E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,209.0 - 208.5 = 1,000.5 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -961.0 - 208.5 = -1,169.5 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,148.5 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,446.8 / 24,893.5 = 1,218.5 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,148.5 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,446.8 / 24,893.5 = 1,078.5 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,981.786 × 1,000.5 / 153,419,444,943.7 = **-19.445** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,981.786 × -1,169.5 / 153,419,444,943.7 = **22.730** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,981.786 × 1,218.5 / 153,419,444,943.7 = **-23.682** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,981.786 × 1,078.5 / 153,419,444,943.7 = **-20.961** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.128E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 315.656 / 51,408.0 + 154.966 / (2 × 5,128,378.1 × 12.0) = 7.399 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,352.654 × 1,000.5 / 153,419,444,943.7 = **-34.907** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,352.654 × -1,169.5 / 153,419,444,943.7 = **40.802** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,352.654 × 1,218.5 / 153,419,444,943.7 = **-42.513** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,352.654 × 1,078.5 / 153,419,444,943.7 = **-37.628** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 699.611 / 51,408.0 + 681.611 / (2 × 5,128,378.1 × 12.0) = 19.147 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -237.871 × 1,000.5 / 153,419,444,943.7 = **-1.551** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -237.871 × -1,169.5 / 153,419,444,943.7 = **1.813** MPa

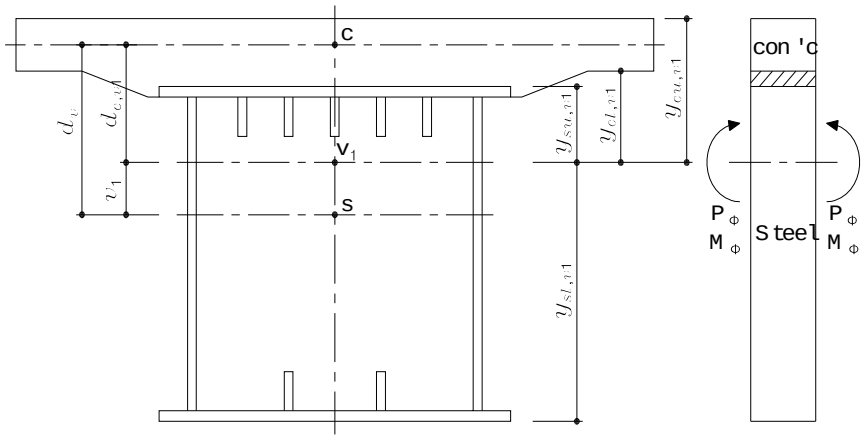
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -237.871 × 1,218.5 / 153,419,444,943.7 = **-0.270** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -237.871 × 1,078.5 /153,419,444,943.7 = **-0.239** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 45.531 / 51,408.0 + 244.190 / (2 × 5,128,378.1 × 12.0) = 2.870 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,042,660.8 / 7.0 = 148,951.5 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,004,771,840.0 / 7.0 = 7.150E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 137,109.8 + 148,951.5 = 286,061.4 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,209.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,367.0 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 148,951.5 × 1,367.0 / 286,061.4 = 711.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,367.0 - 711.8 = 655.2 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.122 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 137,109.8 + 1,042,660.8 / 14.0 = 2.116E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,042,660.8/14.0)×1,367.0 / 211,585.6 = 481.2 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,367.0 - 481.2 = 885.9 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (114,621,338,995.7 + 137,109.8×711.8²) + (5,004,771,840.0/7.0 + 1,042,660.8/7.0 × 655.2²) = 2.164E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -2,981.8 × 655.2 × 1,042,660.8 / (7.0 × 216,422,277,502.5) = -1.345E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,344,643.8 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.345E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,344,643.8 × 885.9 = -1.191E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,344,643.8/162,003.4 + 0.122 \times -1,191,154,513.7 \times 1,218.5/153,419,444,943.7 =$ **-9.459** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,344,643.8/162,003.4 + 0.122 \times -1,191,154,513.7 \times 1,078.5/153,419,444,943.7 =$ **-9.326** MPa

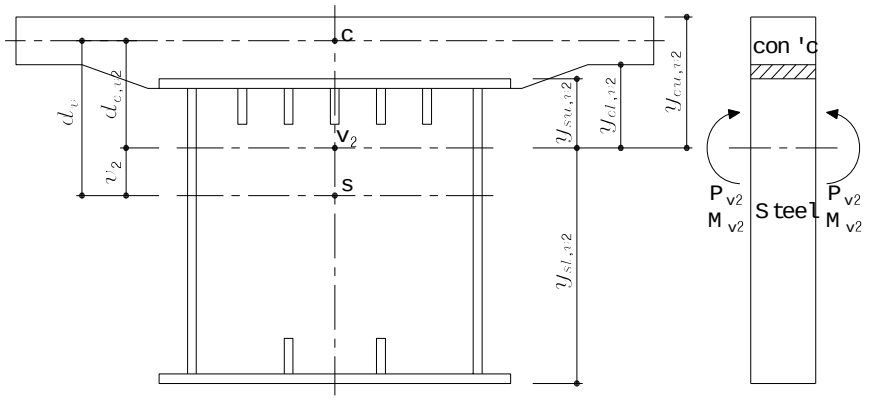
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,344,643.8/162,003.4 + 0.122 \times -1,191,154,513.7 \times 1,000.5/153,419,444,943.7 =$ **-9.252** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,344,643.8/162,003.4 + 0.122 \times -1,191,154,513.7 \times -1,169.5/153,419,444,943.7 =$ **-7.188** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 137,109.8 + 1,042,660.8 / 21.0 = 1.868E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,042,660.8/21.0)×1,367.0 / 186,760.4 = 363.4 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,367.0 - 363.4 = 1,003.6 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,042,660.8 / 21.0 = 2.748E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,748,156.0 × 1,003.6 = 2.758E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

= 2,748,156.0/162,003.4 + 0.122×2,758,059,702.3×1,218.5/153,419,444,943.7

= **19.647** MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

= 2,748,156.0/162,003.4 + 0.122×2,758,059,702.3×1,078.5/153,419,444,943.7

= **19.339** MPa

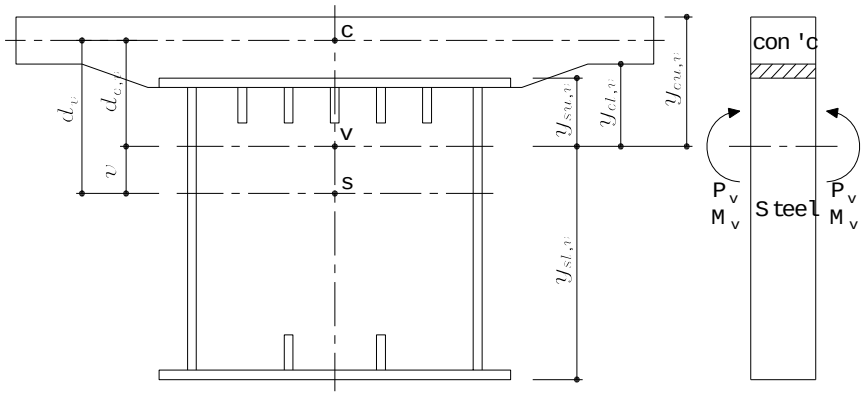
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 2,748,156.0/162,003.4 + 0.122×2,758,059,702.3×1,000.5/153,419,444,943.7 = **19.167** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 2,748,156.0/162,003.4 + 0.122×2,758,059,702.3×-1,169.5/153,419,444,943.7 = **14.388** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,042,660.8 / 7.0 = 3.664E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,664,208.0 × 655.2 = 2.401E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,664,208.0/162,003.4 + 0.122×2,400,865,632.4×1,218.5/153,419,444,943.7
- 205,000.0×0.000120 = **0.354** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,664,208.0/162,003.4 + 0.122×2,400,865,632.4×1,078.5/153,419,444,943.7
- 205,000.0×0.000120 = **0.086** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,664,208.0/162,003.4+0.122×2,400,865,632.4×1,000.5/153,419,444,943.7 = **24.536** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,664,208.0/162,003.4+0.122×2,400,865,632.4×-1,169.5/153,419,444,943.7 = **20.376** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,854.160/51,408.0 + 243.616/122,110,148.2 + 836.577/123,081,074.3 = 44.860$ MPa

※ υ = 44.9 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,200.080/51,408.0 + 243.616/122,110,148.2 + 399.155/123,081,074.3 = 28.582$ MPa

※ υ = 28.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,876.925/51,408.0 + 243.616/122,110,148.2 + 958.672/123,081,074.3 = 46.294$ MPa

※ υ = 46.3 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 205.6$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(16.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 352.0$ MPa

사용 t_l = 16.0 mm ∴ f_{ca} = 205.6 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-75.944	60.362	215.000	205.600
1+2+3	-66.195	-58.589	160.000	160.000	-130.296	123.894	215.000	205.600
1+2+3+5	-75.654	-67.915	160.000	160.000	-139.548	116.706	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-56.007	-48.577	160.000	160.000	-120.381	131.094	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-55.653	-48.491	184.000	184.000	-95.845	151.471	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-56.361	-48.662	184.000	184.000	-144.917	110.718	247.250	236.440
1+2+4	-23.952	-21.200	192.000	192.000	-96.940	84.905	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-66.330	-58.709	200.000	200.000	-131.072	124.801	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-75.789	-68.035	200.000	200.000	-140.323	117.613	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-56.142	-48.696	200.000	200.000	-121.156	132.001	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-55.788	-48.611	216.000	216.000	-96.620	152.377	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-56.496	-48.782	216.000	216.000	-145.692	111.625	290.250	277.560

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.125	0.086	0.129	0.129	0.254	0.215	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.367	0.363	0.129	0.129	0.496	0.492	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.421	0.322	0.129	0.129	0.550	0.451	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.313	0.407	0.129	0.129	0.442	0.535	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.150	0.410	0.129	0.129	0.279	0.539	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.344	0.219	0.129	0.129	0.472	0.348	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.141	0.118	0.036	0.036	0.177	0.155	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.238	0.236	0.088	0.088	0.326	0.324	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.273	0.209	0.088	0.088	0.360	0.297	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.203	0.264	0.088	0.088	0.291	0.352	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.111	0.301	0.088	0.088	0.199	0.389	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.252	0.162	0.088	0.088	0.340	0.250	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-139.548}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{44.860}{125.000}\right) = 0.421 + 0.129 = 0.550 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{151.471}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{44.860}{125.000}\right) = 0.410 + 0.129 = 0.539 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 2,142.0 /(206 ×1.200) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 60.362) = 1.89 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

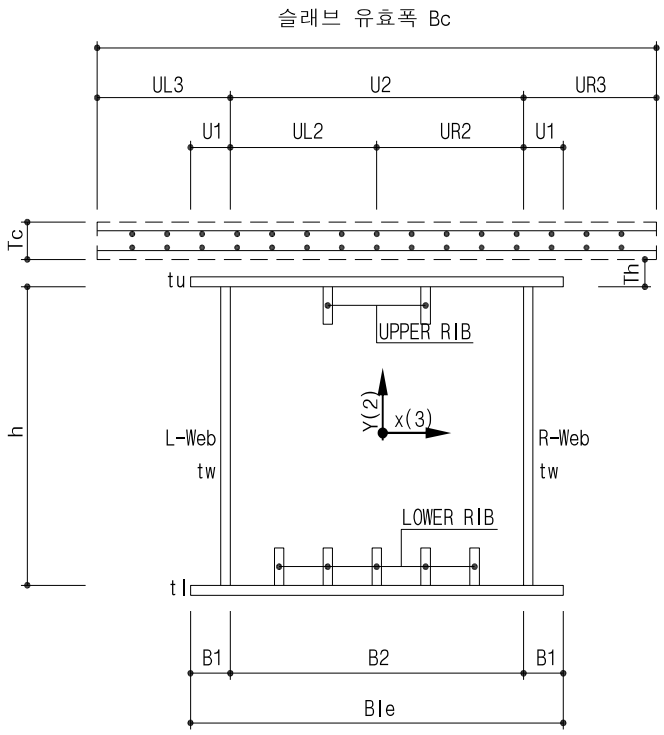
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-98.727	78.471	355.000	O.K !!
1+2+3	-122.189	-108.150	240.000	O.K !!	-199.055	195.744	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-122.543	-108.236	240.000	O.K !!	-223.591	216.121	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-131.648	-117.476	240.000	O.K !!	-208.307	188.557	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-112.001	-98.137	240.000	O.K !!	-189.140	202.945	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-111.647	-98.052	240.000	O.K !!	-164.604	223.321	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-112.355	-98.223	240.000	O.K !!	-213.676	182.568	355.000	O.K !!
1+2+4	-31.057	-27.489	240.000	O.K !!	-125.557	109.832	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-122.324	-108.270	240.000	O.K !!	-199.831	196.651	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-121.970	-108.184	240.000	O.K !!	-175.295	217.027	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-131.783	-117.596	240.000	O.K !!	-209.083	189.463	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-112.136	-98.257	240.000	O.K !!	-189.916	203.851	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-111.782	-98.171	240.000	O.K !!	-165.380	224.228	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-112.490	-98.342	240.000	O.K !!	-214.452	183.475	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 9] : 절점 54 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	= 4,218.2	mm
U1	= 120.0	mm
UL2	= 1,200.0	mm
UR2	= 1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	= 2,362.1	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	= 2,362.1	mm
B1	= 120.0	mm
B2	= 2,400.0	mm
Tc	= 240.0	mm
Th	= 50.0	mm
h	= 2,500.0	mm
Θ_L	= 0.000	°
Θ_R	= 0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-12,120.172
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-5,117.562
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-395.347
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-7,813.100
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1,392.436
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-607.283
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-80.678
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-986.891
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-391.508
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	25.826
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-321.789
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-1,162.608
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

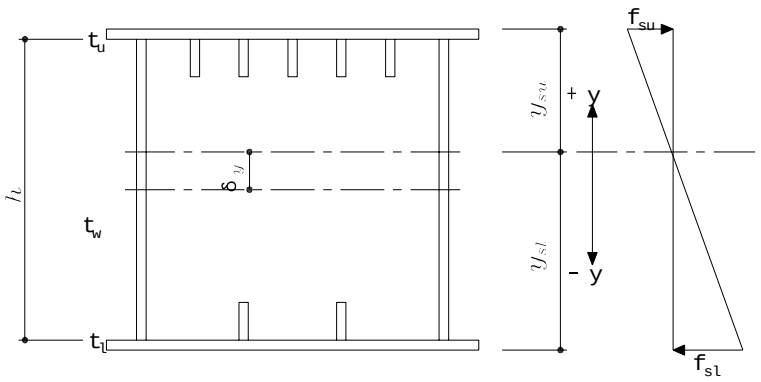
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,362.1 × 12.0	28,345.0	1,256.0	3.560E+07	4.472E+10	3.401E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,175.0	4.935E+06	5.799E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,175.0	-1.234E+07	1.450E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,362.1 × 16.0	37,793.3	-1,258.0	-4.754E+07	5.981E+10	8.063E+05
강재 단면 합계		150,838.2	-	-1.935E+07	1.248E+11	3.649E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,085.1	1,480.0	17,885,884.4	26,471,108,962.3	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,085.1	1,340.0	16,193,976.4	21,699,928,439.0	-
RE-Bar 합계		24,170.1		3.408E+07	4.817E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,218.2 × 240.0	1,012,360.8	1,420.0	1.438E+09	2.041E+12	4.859E+09

※ A_s = 150,838.2 mm^2 A_{c1} = 1,012,360.8 mm^2 A_r = 24,170.1 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -19,345,176.5 / 150,838.2 = -128.251 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,500.0 / 2 + 12.0 - -128.251 = 1,390.251 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,500.0 / 2 + 16.0 + -128.251 } = -1,137.749 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 36,487,042,229.5 + 124,820,666,688.5 - 150,838.2 × -128.251² = 1.588E+11 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -12,120.172×1,390.3/158,826,667,949.6 = **-106.091** MPa

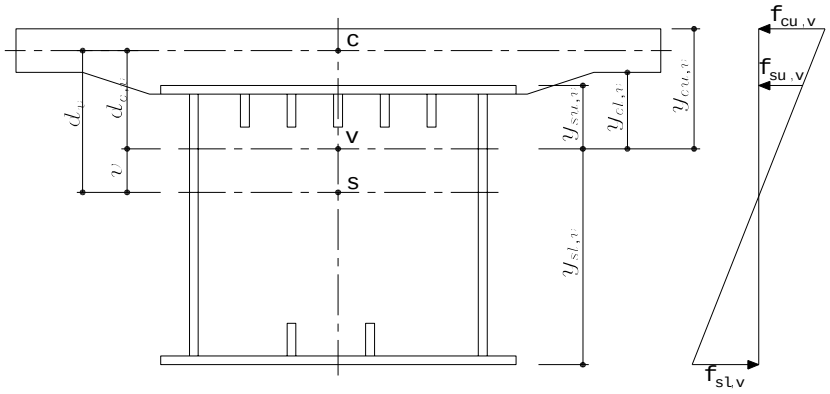
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -12,120.172×-1,137.7/158,826,667,949.6 = **86.822** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 5.719E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,392.436 / 70,000.0 + 391.508 / (2 × 5,719,450.6 × 14.0) = 22.337 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 150,838.2 + 24,170.1 = 175,008.4 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,390.3 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,085.1/24,170.1 = 1,538.3 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,170.1 × 1,538.3 / 175,008.4 = 212.4 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,538.3 - 212.4 = 1,325.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 158,826,667,949.6+150,838.2×212.4² +0.0+24,170.1×1,325.8² = 2.081E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,390.3 - 212.4 = 1,177.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -1,137.7 - 212.4 = -1,350.2 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,325.8 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,085.1 / 24,170.1 = 1,395.8 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,325.8 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,085.1 / 24,170.1 = 1,255.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,117.562 × 1,177.8 / 208,119,738,128.7 = **-28.962** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,117.562 × -1,350.2 / 208,119,738,128.7 = **33.201** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,117.562 × 1,395.8 / 208,119,738,128.7 = **-34.322** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,117.562 × 1,255.8 / 208,119,738,128.7 = **-30.880** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.758E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 607.283 / 70,000.0 + 25.826 / (2 × 5,758,451.2 × 14.0) = 8.836 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -7,813.100 × 1,177.8 / 208,119,738,128.7 = **-44.216** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -7,813.100 × -1,350.2 / 208,119,738,128.7 = **50.688** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -7,813.100 × 1,395.8 / 208,119,738,128.7 = **-52.400** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -7,813.100 × 1,255.8 / 208,119,738,128.7 = **-47.145** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 986.891 / 70,000.0 + 1,162.608 / (2 × 5,758,451.2 × 14.0) = 21.309 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -395.347 × 1,177.8 / 208,119,738,128.7 = **-2.237** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -395.347 × -1,350.2 / 208,119,738,128.7 = **2.565** MPa

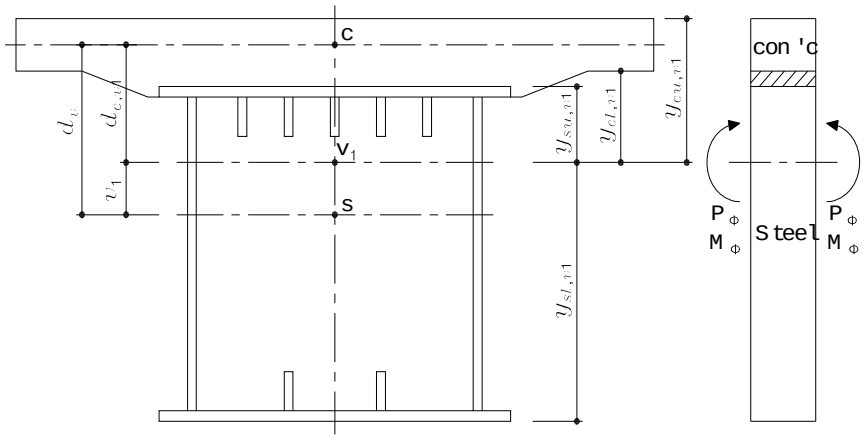
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -395.347 × 1,395.8 / 208,119,738,128.7 = **-0.379** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -395.347 × 1,255.8 /208,119,738,128.7 = **-0.341** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 80.678 / 70,000.0 + 321.789 / (2 × 5,758,451.2 × 14.0) = 3.148 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,012,360.8 / 7.0 = 144,623.0 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,859,331,840.0 / 7.0 = 6.942E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 150,838.2 + 144,623.0 = 295,461.2 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,390.3 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,548.3 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 144,623.0 × 1,548.3 / 295,461.2 = 757.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,548.3 - 757.8 = 790.4 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.186 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 150,838.2 + 1,012,360.8 / 14.0 = 2.231E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,012,360.8/14.0)×1,548.3 / 223,149.7 = 501.7 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,548.3 - 501.7 = 1,046.5 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (158,826,667,949.6 + 150,838.2×757.8²) + (4,859,331,840.0/7.0 + 1,012,360.8/7.0 × 790.4²) = 2.910E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -5,117.6 × 790.4 × 1,012,360.8 / (7.0 × 290,980,124,208.0) = -2.010E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -2,010,432.3 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -2.010E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -2,010,432.3 × 1,046.5 = -2.104E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -2,010,432.3/175,008.4 + 0.186 \times -2,104,001,123.2 \times 1,395.8/208,119,738,128.7 =$ **-14.106** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -2,010,432.3/175,008.4 + 0.186 \times -2,104,001,123.2 \times 1,255.8/208,119,738,128.7 =$ **-13.843** MPa

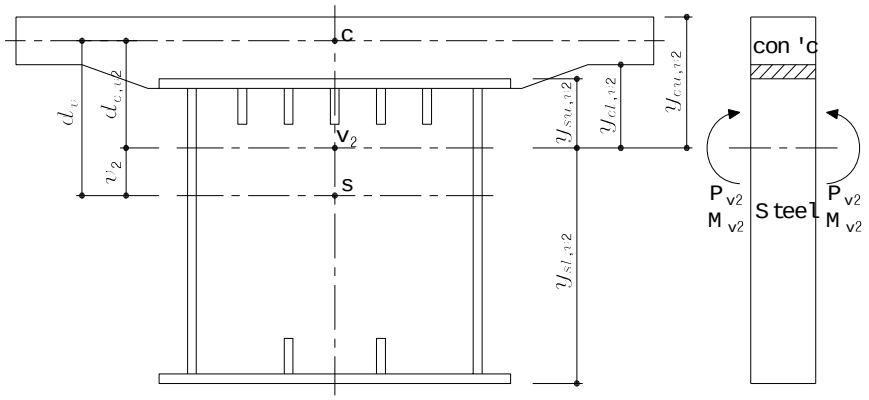
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -2,010,432.3/175,008.4 + 0.186 \times -2,104,001,123.2 \times 1,177.8/208,119,738,128.7 =$ **-13.697** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -2,010,432.3/175,008.4 + 0.186 \times -2,104,001,123.2 \times -1,350.2/208,119,738,128.7 =$ **-8.955** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 150,838.2 + 1,012,360.8 / 21.0 = 1.990E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,012,360.8/21.0)\times1,548.3 / 199,045.9 = 375.0$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,548.3 - 375.0 = 1,173.3$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,012,360.8 / 21.0 = 2.668E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,668,293.8 \times 1,173.3 = 3.131E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,668,293.8/175,008.4 + 0.186\times3,130,641,125.4\times1,395.8/208,119,738,128.7$

$= \mathbf{19.142}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,668,293.8/175,008.4 + 0.186\times3,130,641,125.4\times1,255.8/208,119,738,128.7$

$= \mathbf{18.751}$ MPa

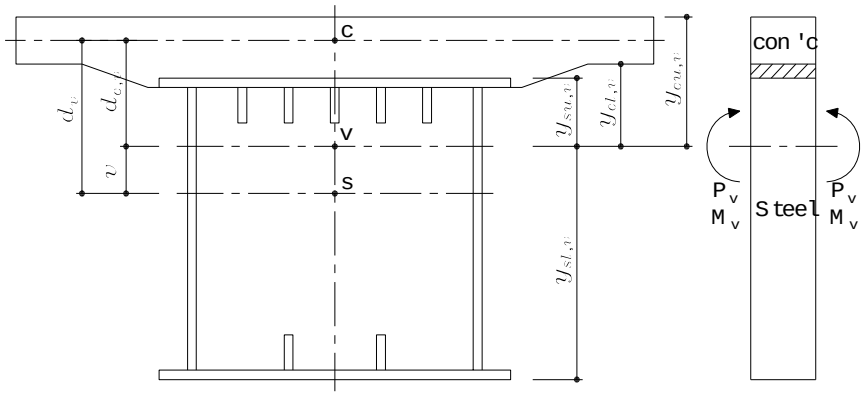
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,668,293.8/175,008.4 + 0.186\times3,130,641,125.4\times1,177.8/208,119,738,128.7 = \mathbf{18.534}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,668,293.8/175,008.4 + 0.186\times3,130,641,125.4\times-1,350.2/208,119,738,128.7 = \mathbf{11.478}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,012,360.8 / 7.0 = 3.558E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,557,725.1 × 790.4 = 2.812E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,557,725.1/175,008.4 + 0.186×2,812,061,267.1×1,395.8/208,119,738,128.7
- 205,000.0×0.000120 = **-0.772** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,557,725.1/175,008.4 + 0.186×2,812,061,267.1×1,255.8/208,119,738,128.7
- 205,000.0×0.000120 = **-1.123** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,557,725.1/175,008.4+0.186×2,812,061,267.1×1,177.8/208,119,738,128.7 = **23.281** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,557,725.1/175,008.4+0.186×2,812,061,267.1×-1,350.2/208,119,738,128.7 = **16.944** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,986.610/70,000.0 + 391.508/160,144,615.7 + 1,188.435/161,236,634.9 = 52.481$ MPa

※ υ = 52.5 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,080.397/70,000.0 + 391.508/160,144,615.7 + 347.616/161,236,634.9 = 34.321$ MPa

※ υ = 34.3 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 3,026.949/70,000.0 + 391.508/160,144,615.7 + 1,349.329/161,236,634.9 = 54.055$ MPa

※ υ = 54.1 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6)^{-23.000000}\} = 205.6$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(16.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 352.0$ MPa

사용 t_l = 16.0 mm ∴ f_{ca} = 205.6 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-106.091	86.822	215.000	205.600
1+2+3	-86.723	-78.024	160.000	160.000	-179.269	170.711	215.000	205.600
1+2+3+5	-100.828	-91.867	160.000	160.000	-192.966	161.756	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-81.686	-73.116	160.000	160.000	-174.432	173.234	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-82.458	-74.239	184.000	184.000	-151.151	190.179	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-80.914	-71.993	184.000	184.000	-197.714	156.290	247.250	236.440
1+2+4	-34.701	-31.220	192.000	192.000	-137.290	122.588	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-86.912	-78.195	200.000	200.000	-180.388	171.994	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-101.018	-92.038	200.000	200.000	-194.085	163.038	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-81.876	-73.286	200.000	200.000	-175.551	174.517	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-82.648	-74.409	216.000	216.000	-152.269	191.461	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-81.103	-72.163	216.000	216.000	-198.832	157.573	290.250	277.560

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.243	0.178	0.176	0.176	0.420	0.355	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.695	0.689	0.176	0.176	0.872	0.866	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.806	0.619	0.176	0.176	0.982	0.795	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.658	0.710	0.176	0.176	0.835	0.886	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.374	0.647	0.176	0.176	0.550	0.823	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.639	0.437	0.176	0.176	0.816	0.613	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.283	0.247	0.052	0.052	0.336	0.299	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.451	0.448	0.120	0.120	0.570	0.568	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.522	0.402	0.120	0.120	0.641	0.522	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.427	0.461	0.120	0.120	0.546	0.581	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.275	0.476	0.120	0.120	0.395	0.596	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.469	0.322	0.120	0.120	0.589	0.442	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-192.966}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{52.481}{125.000}\right) = 0.806 + 0.176 = 0.982 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{173.234}{205.600}\right)^2 + \left(\frac{52.481}{125.000}\right) = 0.710 + 0.176 = 0.886 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 106.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = $b\,/(46\cdot i\cdot n)$ = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 2,500.0 /(206 ×1.200) = 10.1 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 86.822) = 1.57 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

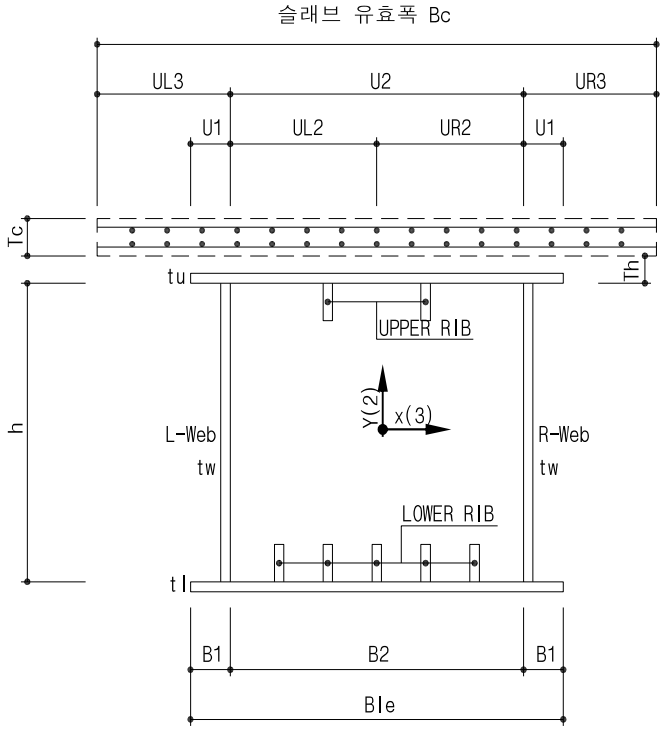
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-137.918	112.869	355.000	O.K !!
1+2+3	-157.280	-141.505	240.000	O.K !!	-270.634	265.009	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-158.052	-142.628	240.000	O.K !!	-293.915	281.954	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-171.385	-155.348	240.000	O.K !!	-284.331	256.054	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-152.243	-136.596	240.000	O.K !!	-265.797	267.533	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-153.015	-137.719	240.000	O.K !!	-242.515	284.477	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-151.471	-135.473	240.000	O.K !!	-289.078	250.589	355.000	O.K !!
1+2+4	-44.998	-40.484	240.000	O.K !!	-177.806	158.595	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-157.469	-141.675	240.000	O.K !!	-271.753	266.292	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-158.241	-142.798	240.000	O.K !!	-248.471	283.236	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-171.575	-155.518	240.000	O.K !!	-285.449	257.337	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-152.433	-136.767	240.000	O.K !!	-266.916	268.815	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-153.205	-137.890	240.000	O.K !!	-243.634	285.759	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-151.661	-135.644	240.000	O.K !!	-290.197	251.871	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 10] : 절점 19 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	4,430.9	mm
U1	120.0	mm
UL2	1,200.0	mm
UR2	1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	2,593.7	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	2,593.7	mm
B1	120.0	mm
B2	2,400.0	mm
Tc	240.0	mm
Th	50.0	mm
h	1,863.0	mm
Θ_L	0.000	°
Θ_R	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,296.970
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-571.227
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-32.367
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-2,698.272
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-848.696
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-346.725
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-23.431
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-652.103
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-476.723
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-160.963
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-151.657
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-842.950
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

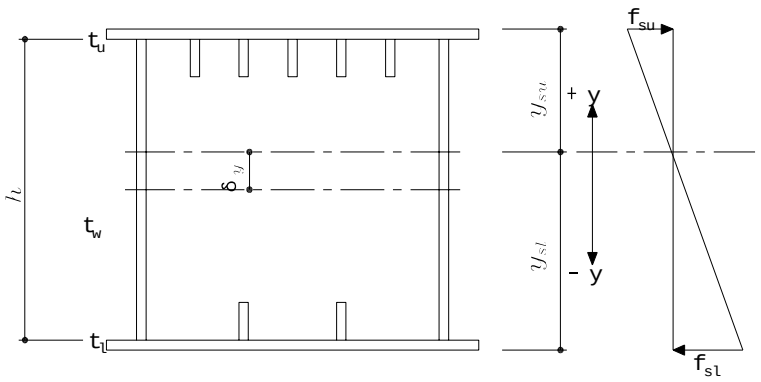
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,593.7 × 12.0	31,124.2	937.5	2.918E+07	2.736E+10	3.735E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	856.5	8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,593.7 × 14.0	36,311.5	-938.5	-3.408E+07	3.198E+10	5.931E+05
강재 단면 합계		133,147.7	-	-4.899E+06	7.474E+10	1.297E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,694.4	1,161.5	14,744,528.5	17,125,769,815.4	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,694.4	1,021.5	12,967,314.5	13,246,111,795.3	-
RE-Bar 합계		25,388.8		2.771E+07	3.037E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,430.9 × 240.0	1,063,404.0	1,101.5	1.171E+09	1.290E+12	5.104E+09

※ A_s = 133,147.7 mm^2 A_{c1} = 1,063,404.0 mm^2 A_r = 25,388.8 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,899,461.5 / 133,147.7 = -36.797 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,863.0 / 2 + 12.0 - -36.797 = 980.297 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,863.0 / 2 + 14.0 + -36.797 } = -908.703 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 12,972,426,872.1 + 74,743,198,286.5 - 133,147.7 × -36.797² = 8.754E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -1,296.970×980.3/87,535,338,703.8 = **-14.525** MPa

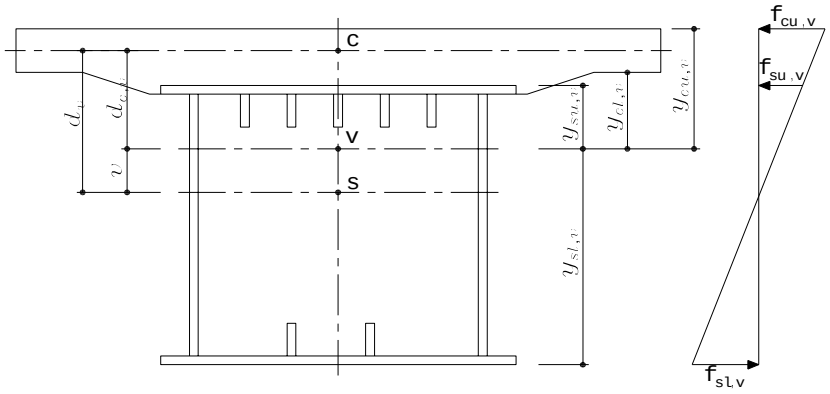
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -1,296.970×-908.7/87,535,338,703.8 = **13.464** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.481E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 848.696 / 44,712.0 + 476.723 / (2 × 4,481,463.8 × 12.0) = 23.414 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 133,147.7 + 25,388.8 = 158,536.5 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 980.3 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,694.4/25,388.8 = 1,128.3 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,388.8 × 1,128.3 / 158,536.5 = 180.7 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,128.3 - 180.7 = 947.6 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 87,535,338,703.8+133,147.7×180.7² +0.0+25,388.8×947.6² = 1.147E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 980.3 - 180.7 = 799.6 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.7 - 180.7 = -1,089.4 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 947.6 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,694.4 / 25,388.8 = 1,017.6 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 947.6 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,694.4 / 25,388.8 = 877.6 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -571.227 × 799.6 / 114,680,545,970.4 = **-3.983** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -571.227 × -1,089.4 / 114,680,545,970.4 = **5.426** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -571.227 × 1,017.6 / 114,680,545,970.4 = **-5.069** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -571.227 × 877.6 / 114,680,545,970.4 = **-4.371** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + (Tu + Tc/n)/2 +Tl/2) = 4.522E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 346.725 / 44,712.0 + 160.963 / (2 × 4,522,415.4 × 12.0) = 9.238 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,698.272 × 799.6 / 114,680,545,970.4 = **-18.814** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,698.272 × -1,089.4 / 114,680,545,970.4 = **25.632** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,698.272 × 1,017.6 / 114,680,545,970.4 = **-23.943** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,698.272 × 877.6 / 114,680,545,970.4 = **-20.649** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 652.103 / 44,712.0 + 842.950 / (2 × 4,522,415.4 × 12.0) = 22.351 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -32.367 × 799.6 / 114,680,545,970.4 = **-0.226** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -32.367 × -1,089.4 / 114,680,545,970.4 = **0.307** MPa

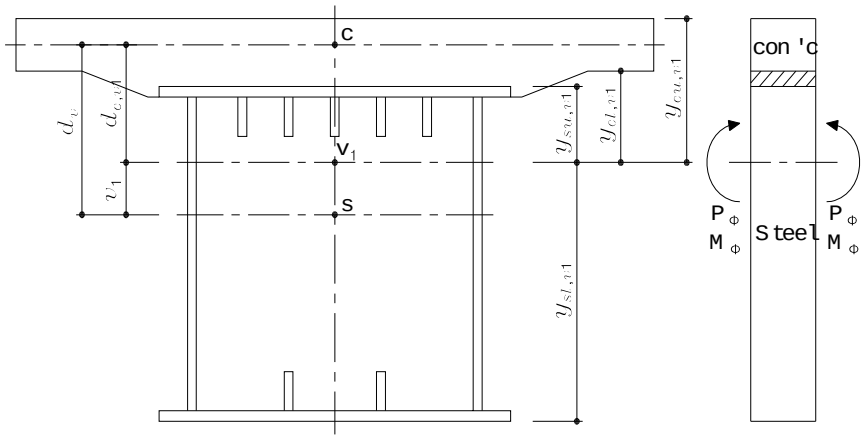
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -32.367 × 1,017.6 / 114,680,545,970.4 = **-0.041** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -32.367 × 877.6 /114,680,545,970.4 = **-0.035** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 23.431 / 44,712.0 + 151.657 / (2 × 4,522,415.4 × 12.0) = 1.921 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,063,404.0 / 7.0 = 151,914.9 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,104,339,200.0 / 7.0 = 7.292E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 133,147.7 + 151,914.9 = 285,062.5 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 980.3 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,138.3 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 151,914.9 × 1,138.3 / 285,062.5 = 606.6 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,138.3 - 606.6 = 531.7 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.102 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 133,147.7 + 1,063,404.0 / 14.0 = 2.091E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,063,404.0/14.0)×1,138.3 / 209,105.1 = 413.5 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,138.3 - 413.5 = 724.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (87,535,338,703.8 + 133,147.7×606.6²) + (5,104,339,200.0/7.0 + 1,063,404.0/7.0 × 531.7²) = 1.584E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -571.2 × 531.7 × 1,063,404.0 / (7.0 × 158,368,246,477.9) = -2.913E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -291,333.2 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -2.913E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -291,333.2 × 724.8 = -2.112E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -291,333.2/158,536.5 + 0.102 \times -211,161,424.3 \times 1,017.6/114,680,545,970.4 = \mathbf{-2.029}$ MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -291,333.2/158,536.5 + 0.102 \times -211,161,424.3 \times 877.6/114,680,545,970.4 = \mathbf{-2.003}$ MPa

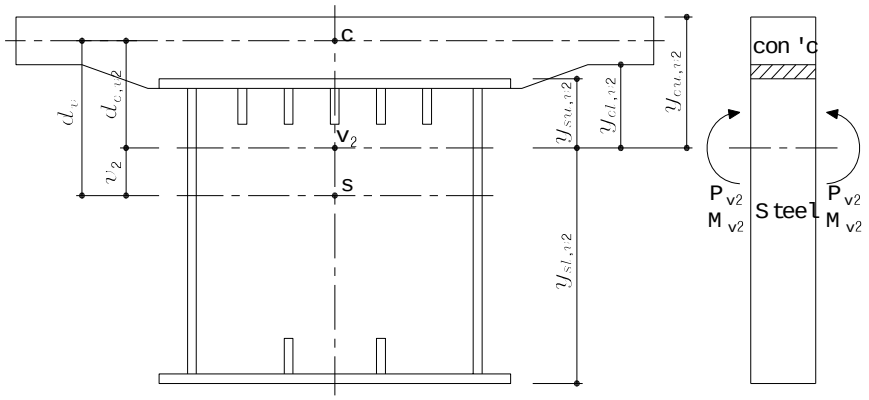
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -291,333.2/158,536.5 + 0.102 \times -211,161,424.3 \times 799.6/114,680,545,970.4 = \mathbf{-1.988}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -291,333.2/158,536.5 + 0.102 \times -211,161,424.3 \times -1,089.4/114,680,545,970.4 = \mathbf{-1.632}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 133,147.7 + 1,063,404.0 / 21.0 = 1.838E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,063,404.0/21.0)\times1,138.3 / 183,786.0 = 313.6$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,138.3 - 313.6 = 824.7$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,063,404.0 / 21.0 = 2.803E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,802,829.1 \times 824.7 = 2.311E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,802,829.1/158,536.5 + 0.102\times2,311,391,680.2\times1,017.6/114,680,545,970.4$

$= 19.779$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,802,829.1/158,536.5 + 0.102\times2,311,391,680.2\times877.6/114,680,545,970.4$

$= 19.490$ MPa

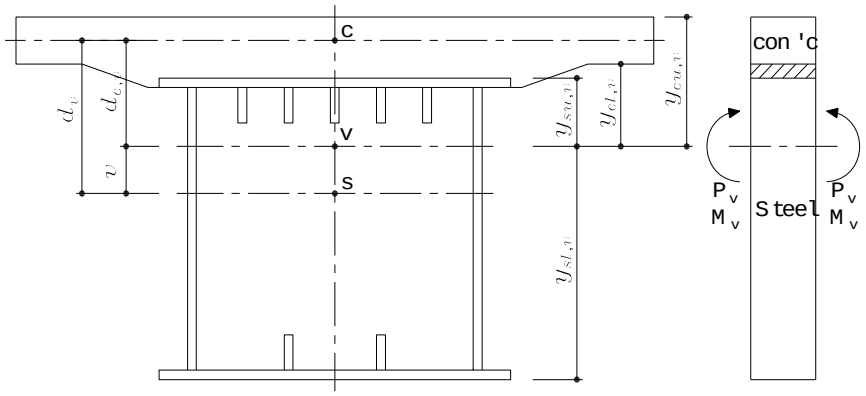
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,802,829.1/158,536.5 + 0.102\times2,311,391,680.2\times799.6/114,680,545,970.4 = 19.329$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,802,829.1/158,536.5 + 0.102\times2,311,391,680.2\times-1,089.4/114,680,545,970.4 = 15.432$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,063,404.0 / 7.0 = 3.737E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,737,105.5 × 531.7 = 1.987E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,737,105.5/158,536.5 + 0.102×1,986,938,755.5×1,017.6/114,680,545,970.4
- 205,000.0×0.000120 = **0.778** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,737,105.5/158,536.5 + 0.102×1,986,938,755.5×877.6/114,680,545,970.4
- 205,000.0×0.000120 = **0.529** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,737,105.5/158,536.5+0.102×1,986,938,755.5×799.6/114,680,545,970.4 = **24.991** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,737,105.5/158,536.5+0.102×1,986,938,755.5×-1,089.4/114,680,545,970.4 = **21.640** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,847.524/44,712.0 + 476.723/107,555,132.2 + 1,003.913/108,537,969.2 = 55.002$ MPa

※ υ = 55.0 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,218.852/44,712.0 + 476.723/107,555,132.2 + 312.619/108,537,969.2 = 34.573$ MPa

※ υ = 34.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,859.240/44,712.0 + 476.723/107,555,132.2 + 1,079.741/108,537,969.2 = 55.963$ MPa

※ υ = 56.0 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(14.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 188.8$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(14.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 269.5$ MPa

사용 t_l = 14.0 mm ∴ f_{ca} = 188.8 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-14.525	13.464	215.000	188.814
1+2+3	-29.012	-25.020	160.000	160.000	-37.321	44.522	215.000	188.814
1+2+3+5	-31.041	-27.023	160.000	160.000	-39.309	42.890	215.000	188.814
1+2+3+5+6	-11.262	-7.533	160.000	160.000	-19.980	58.321	215.000	188.814
1+2+3+5+6+7	-10.484	-7.004	184.000	184.000	5.011	79.962	247.250	217.136
1+2+3+5+6-7	-12.039	-8.062	184.000	184.000	-44.971	36.681	247.250	217.136
1+2+4	-5.110	-4.407	192.000	192.000	-18.733	19.198	258.000	226.577
1+2+3+0.5×4	-29.032	-25.038	200.000	200.000	-37.434	44.676	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5	-31.062	-27.041	200.000	200.000	-39.422	43.043	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6	-11.282	-7.551	200.000	200.000	-20.093	58.475	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-10.505	-7.022	216.000	216.000	4.898	80.115	290.250	254.899
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-12.060	-8.080	216.000	216.000	-45.084	36.835	290.250	254.899

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.005	0.005	0.194	0.194	0.198	0.199	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.030	0.056	0.194	0.194	0.224	0.249	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.033	0.052	0.194	0.194	0.227	0.245	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.009	0.095	0.194	0.194	0.202	0.289	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.000	0.136	0.194	0.194	0.194	0.329	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.033	0.029	0.194	0.194	0.227	0.222	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.005	0.007	0.053	0.053	0.058	0.060	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.019	0.036	0.128	0.128	0.148	0.164	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.022	0.033	0.128	0.128	0.150	0.162	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.006	0.061	0.128	0.128	0.134	0.190	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.000	0.099	0.128	0.128	0.129	0.227	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.024	0.021	0.128	0.128	0.152	0.149	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-39.309}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{55.002}{125.000}\right) = 0.033 + 0.194 = 0.227 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{79.962}{217.136}\right)^2 + \left(\frac{55.002}{125.000}\right) = 0.136 + 0.194 = 0.329 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,863.0 /(206 ×1.200) = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 13.464) = 4.00 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

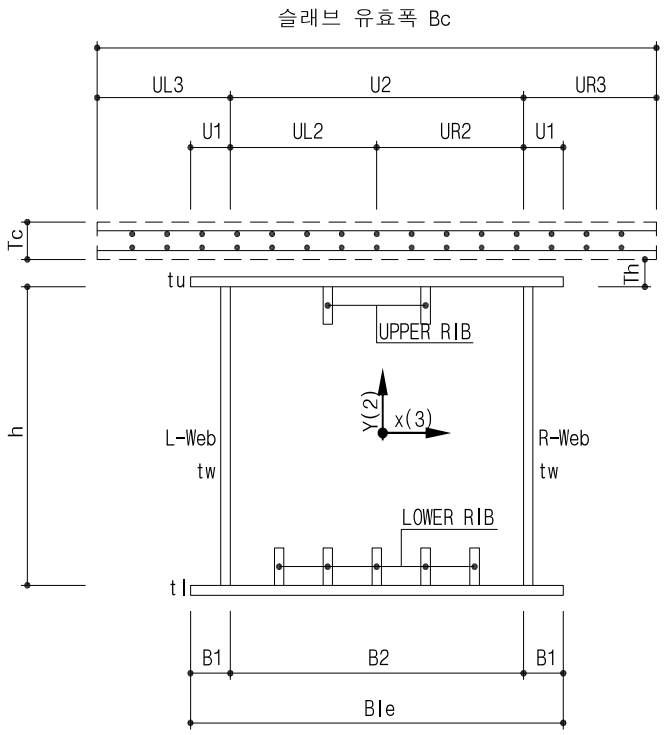
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-18.882	17.503	355.000	O.K !!
1+2+3	-58.066	-50.078	240.000	O.K !!	-64.509	79.666	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-58.844	-50.607	240.000	O.K !!	-89.500	101.306	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-60.096	-52.081	240.000	O.K !!	-66.497	78.033	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-40.317	-32.591	240.000	O.K !!	-47.168	93.465	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-39.539	-32.061	240.000	O.K !!	-22.177	115.105	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-41.094	-33.120	240.000	O.K !!	-72.159	71.825	355.000	O.K !!
1+2+4	-6.630	-5.718	240.000	O.K !!	-24.285	24.865	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-58.087	-50.095	240.000	O.K !!	-64.622	79.819	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-57.309	-49.566	240.000	O.K !!	-39.631	101.460	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-60.116	-52.099	240.000	O.K !!	-66.610	78.187	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-40.337	-32.608	240.000	O.K !!	-47.281	93.619	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-39.560	-32.079	240.000	O.K !!	-22.290	115.259	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-41.115	-33.138	240.000	O.K !!	-72.272	71.979	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 15] : 절점 31 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	= 4,500.0	mm
U1	= 120.0	mm
UL2	= 1,200.0	mm
UR2	= 1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	= 2,640.0	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	= 2,640.0	mm
B1	= 120.0	mm
B2	= 2,400.0	mm
Tc	= 240.0	mm
Th	= 50.0	mm
h	= 1,863.0	mm
Θ_L	= 0.000	°
Θ_R	= 0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,715.358
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,805.459
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-95.779
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-4,404.323
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-791.508
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-324.577
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-24.375
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-582.671
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-119.378
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-53.326
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-53.201
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-520.509
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

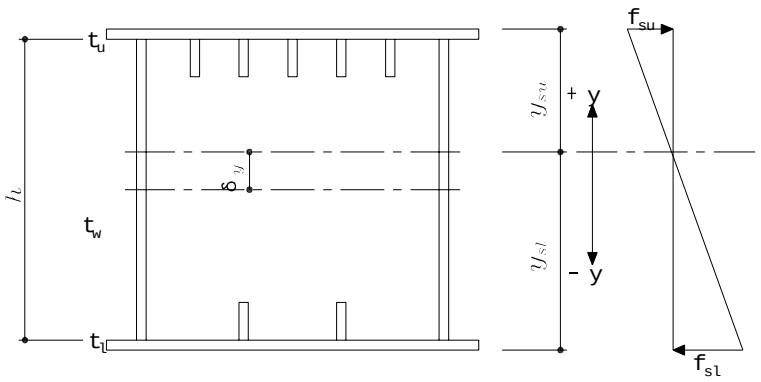
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	937.5	2.970E+07	2.784E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	856.5	3.597E+06	3.081E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
R - WEB	1 - 1,863.0 × 12.0	22,356.0	-	-	-	6.466E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-856.5	-8.993E+06	7.703E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-939.5	-3.968E+07	3.728E+10	9.011E+05
강재 단면 합계		133,332.0	-	-1.538E+07	7.591E+10	1.296E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,161.5	14,974,638.8	17,393,042,908.1	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	1,021.5	13,169,688.8	13,452,837,058.1	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.814E+07	3.085E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,101.5	1.190E+09	1.310E+12	5.184E+09

※ A_s = 133,332.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2 A_r = 25,785.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -15,380,430.0 / 133,332.0 = -115.354 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,863.0 / 2 + 12.0 - -115.354 = 1,058.854 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,863.0 / 2 + 16.0 + -115.354 } = -832.146 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 12,960,929,074.0 + 75,911,125,035.0 - 133,332.0 × -115.354² = 8.710E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -3,715.358×1,058.9/87,097,854,164.6 = **-45.168** MPa

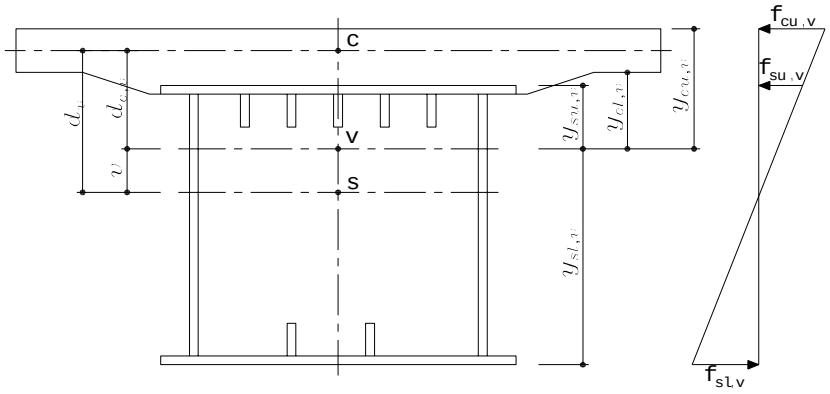
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -3,715.358×-832.1/87,097,854,164.6 = **35.497** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.527E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 791.508 / 44,712.0 + 119.378 / (2 × 4,527,324.0 × 12.0) = 18.801 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 133,332.0 + 25,785.0 = 159,117.0 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,058.9 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,206.9 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,206.9 / 159,117.0 = 195.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,206.9 - 195.6 = 1,011.3 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 87,097,854,164.6+133,332.0×195.6² +0.0+25,785.0×1,011.3² = 1.186E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,058.9 - 195.6 = 863.3 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -832.1 - 195.6 = -1,027.7 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,011.3 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 1,081.3 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,011.3 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 941.3 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,805.459 × 863.3 / 118,567,705,278.6 = **-13.145** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,805.459 × -1,027.7 / 118,567,705,278.6 = **15.649** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,805.459 × 1,081.3 / 118,567,705,278.6 = **-16.465** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,805.459 × 941.3 / 118,567,705,278.6 = **-14.333** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.569E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 324.577 / 44,712.0 + 53.326 / (2 × 4,568,672.6 × 12.0) = 7.746 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -4,404.323 × 863.3 / 118,567,705,278.6 = **-32.068** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -4,404.323 × -1,027.7 / 118,567,705,278.6 = **38.176** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -4,404.323 × 1,081.3 / 118,567,705,278.6 = **-40.165** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -4,404.323 × 941.3 / 118,567,705,278.6 = **-34.965** MPa

▪ 전단응력 검토

$\upsilon = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 582.671 / 44,712.0 + 520.509 / (2 × 4,568,672.6 × 12.0) = 17.779 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -95.779 × 863.3 / 118,567,705,278.6 = **-0.697** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -95.779 × -1,027.7 / 118,567,705,278.6 = **0.830** MPa

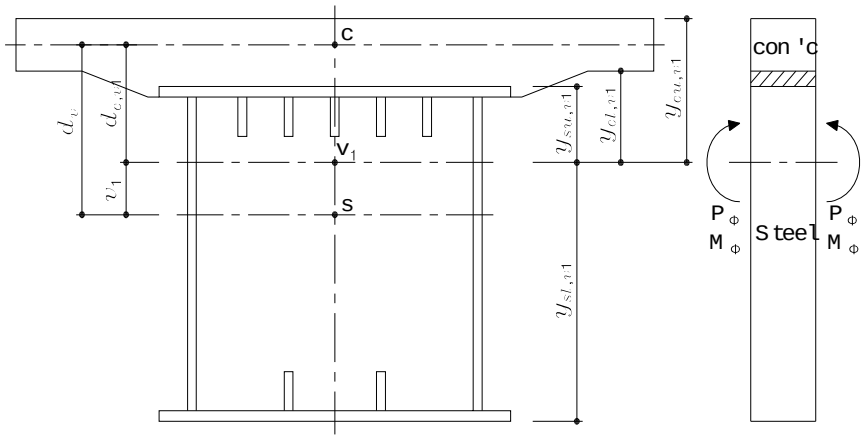
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -95.779 × 1,081.3 / 118,567,705,278.6 = **-0.125** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -95.779 × 941.3 /118,567,705,278.6 = **-0.109** MPa

▪ 전단응력 검토

$\upsilon = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 24.375 / 44,712.0 + 53.201 / (2 × 4,568,672.6 × 12.0) = 1.030 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 133,332.0 + 154,285.7 = 287,617.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,058.9 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,216.9 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,216.9 / 287,617.7 = 652.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,216.9 - 652.8 = 564.1 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.022 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 133,332.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.105E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,216.9 / 210,474.9 = 446.0 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,216.9 - 446.0 = 770.9 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (87,097,854,164.6 + 133,332.0×652.8²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 564.1²) = 1.688E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,805.5 × 564.1 × 1,080,000.0 / (7.0 × 168,826,735,179.6) = -9.307E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -930,742.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -9.307E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -930,742.4 × 770.9 = -7.175E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -930,742.4/159,117.0 + 0.022 \times -717,467,570.1 \times 1,081.3/118,567,705,278.6 = \mathbf{-5.991}$ MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -930,742.4/159,117.0 + 0.022 \times -717,467,570.1 \times 941.3/118,567,705,278.6 = \mathbf{-5.973}$ MPa

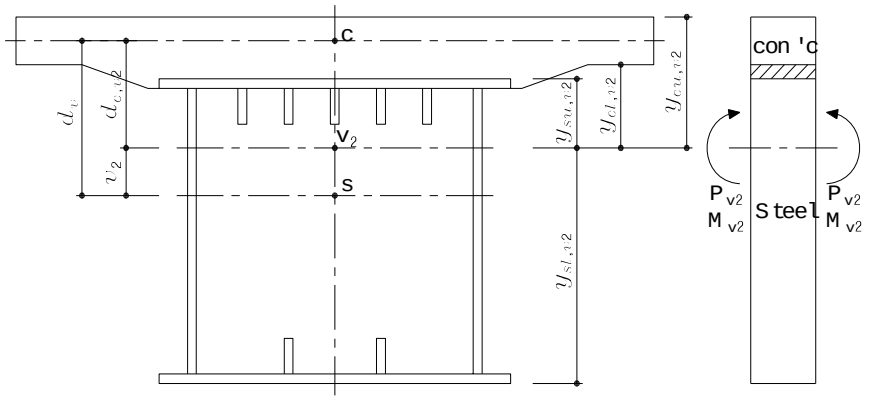
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -930,742.4/159,117.0 + 0.022 \times -717,467,570.1 \times 863.3/118,567,705,278.6 = \mathbf{-5.963}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -930,742.4/159,117.0 + 0.022 \times -717,467,570.1 \times -1,027.7/118,567,705,278.6 = \mathbf{-5.714}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 133,332.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.848E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,216.9 / 184,760.6 = 338.7$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,216.9 - 338.7 = 878.1$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4\times878.1 = 2.500E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/159,117.0 + 0.022\times2,499,687,923.2\times1,081.3/118,567,705,278.6$

$= \mathbf{18.385}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/159,117.0 + 0.022\times2,499,687,923.2\times941.3/118,567,705,278.6$

$= \mathbf{18.321}$ MPa

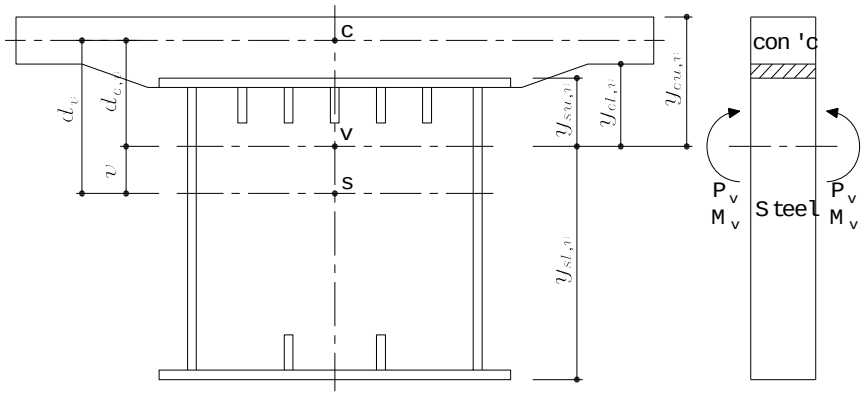
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/159,117.0 + 0.022\times2,499,687,923.2\times863.3/118,567,705,278.6 = \mathbf{18.285}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/159,117.0 + 0.022\times2,499,687,923.2\times-1,027.7/118,567,705,278.6 = \mathbf{17.419}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,795,428.6 × 564.1 = 2.141E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/159,117.0 + 0.022×2,141,007,530.2×1,081.3/118,567,705,278.6
- 205,000.0×0.000120 = **-0.323** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/159,117.0 + 0.022×2,141,007,530.2×941.3/118,567,705,278.6
- 205,000.0×0.000120 = **-0.378** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/159,117.0+0.022×2,141,007,530.2×863.3/118,567,705,278.6 = **24.191** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/159,117.0+0.022×2,141,007,530.2×-1,027.7/118,567,705,278.6 = **23.450** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,698.755/44,712.0 + 119.378/108,655,776.0 + 573.835/109,648,141.7 = 44.325$ MPa

※ υ = 44.3 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,140.460/44,712.0 + 119.378/108,655,776.0 + 106.527/109,648,141.7 = 27.577$ MPa

※ υ = 27.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,710.943/44,712.0 + 119.378/108,655,776.0 + 600.436/109,648,141.7 = 44.841$ MPa

※ υ = 44.8 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 205.6$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(16.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 352.0$ MPa

사용 t_l = 16.0 mm ∴ f_{ca} = 205.6 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-45.168	35.497	215.000	205.600
1+2+3	-56.630	-49.298	160.000	160.000	-90.381	89.322	215.000	205.600
1+2+3+5	-62.622	-55.271	160.000	160.000	-96.344	83.608	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-44.237	-36.951	160.000	160.000	-78.059	101.027	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-44.560	-37.328	184.000	184.000	-53.867	124.477	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-43.914	-36.573	184.000	184.000	-102.250	77.577	247.250	236.440
1+2+4	-16.590	-14.442	192.000	192.000	-59.011	51.977	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-56.693	-49.352	200.000	200.000	-90.730	89.737	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-62.684	-55.325	200.000	200.000	-96.692	84.023	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-44.300	-37.005	200.000	200.000	-78.407	101.442	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-44.623	-37.383	216.000	216.000	-54.216	124.892	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-43.976	-36.627	216.000	216.000	-102.599	77.992	290.250	277.560

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.044	0.030	0.126	0.126	0.170	0.156	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.177	0.189	0.126	0.126	0.302	0.314	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.201	0.165	0.126	0.126	0.327	0.291	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.132	0.241	0.126	0.126	0.258	0.367	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.047	0.277	0.126	0.126	0.173	0.403	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.171	0.108	0.126	0.126	0.297	0.233	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.052	0.044	0.034	0.034	0.086	0.078	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.114	0.122	0.082	0.082	0.196	0.204	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.129	0.107	0.082	0.082	0.212	0.189	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.085	0.156	0.082	0.082	0.167	0.238	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.035	0.202	0.082	0.082	0.117	0.285	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.125	0.079	0.082	0.082	0.207	0.161	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-96.344}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{44.325}{125.000}\right) = 0.201 + 0.126 = 0.327 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{124.477}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{44.325}{125.000}\right) = 0.277 + 0.126 = 0.403 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,863.0 /(206 ×1.200) = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 35.497) = 2.46 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

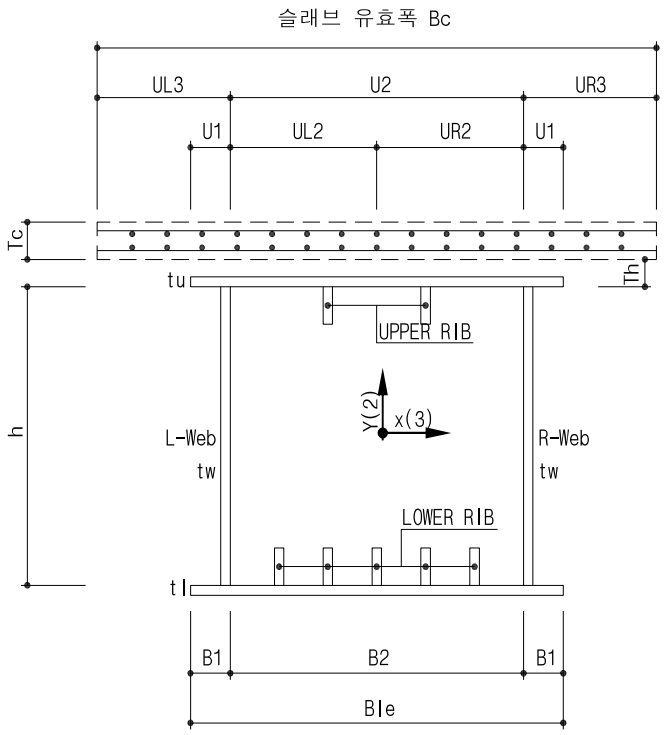
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-58.718	46.146	355.000	O.K !!
1+2+3	-107.760	-93.808	240.000	O.K !!	-144.753	148.568	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-108.083	-94.186	240.000	O.K !!	-168.944	172.018	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-113.752	-99.781	240.000	O.K !!	-150.715	142.853	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-95.367	-81.460	240.000	O.K !!	-132.430	160.273	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-95.690	-81.838	240.000	O.K !!	-108.239	183.723	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-95.044	-81.082	240.000	O.K !!	-156.622	136.823	355.000	O.K !!
1+2+4	-21.529	-18.742	240.000	O.K !!	-76.505	67.320	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-107.822	-93.862	240.000	O.K !!	-145.101	148.983	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-108.145	-94.240	240.000	O.K !!	-120.910	172.433	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-113.814	-99.835	240.000	O.K !!	-151.064	143.269	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-95.429	-81.514	240.000	O.K !!	-132.779	160.688	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-95.752	-81.892	240.000	O.K !!	-108.588	184.138	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-95.106	-81.137	240.000	O.K !!	-156.971	137.238	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 16] : 절점 30 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,346.8	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,537.4	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,537.4	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,142.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-8,230.420
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,589.168
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-276.431
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-5,602.158
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1,022.381
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-401.060
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-48.434
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-699.721
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	149.729
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	120.902
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	251.748
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	691.233
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

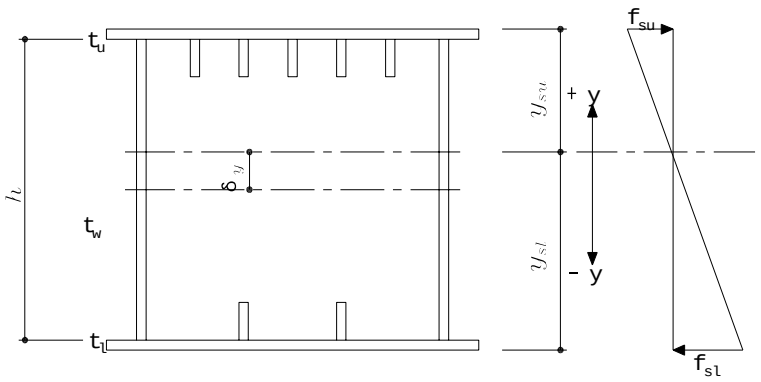
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,537.4 × 14.0	35,524.0	1,078.0	3.829E+07	4.128E+10	5.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	996.0	4.183E+06	4.166E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
R - WEB	1 - 2,142.0 × 12.0	25,704.0	-	-	-	9.828E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-996.0	-1.046E+07	1.042E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,537.4 × 18.0	45,673.7	-1,080.0	-4.933E+07	5.327E+10	1.233E+06
강재 단면 합계		147,305.8	-	-1.731E+07	1.091E+11	1.969E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,453.6	1,301.0	16,202,072.9	21,078,896,853.8	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,453.6	1,161.0	14,458,575.4	16,786,406,085.1	-
RE-Bar 합계		24,907.1		3.066E+07	3.787E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,346.8 × 240.0	1,043,229.6	1,241.0	1.295E+09	1.607E+12	5.008E+09

※ A_s = 147,305.8 mm^2 A_{c1} = 1,043,229.6 mm^2 A_r = 24,907.1 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -17,307,545.6 / 147,305.8 = -117.494 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,142.0 / 2 + 14.0 - -117.494 = 1,202.494 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 2,142.0 / 2 + 18.0 + -117.494 } = -971.506 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 19,685,070,492.6 + 109,138,380,793.7 - 147,305.8 × -117.494² = 1.268E+11 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -8,230.420×1,202.5/126,789,918,204.6 = **-78.058** MPa

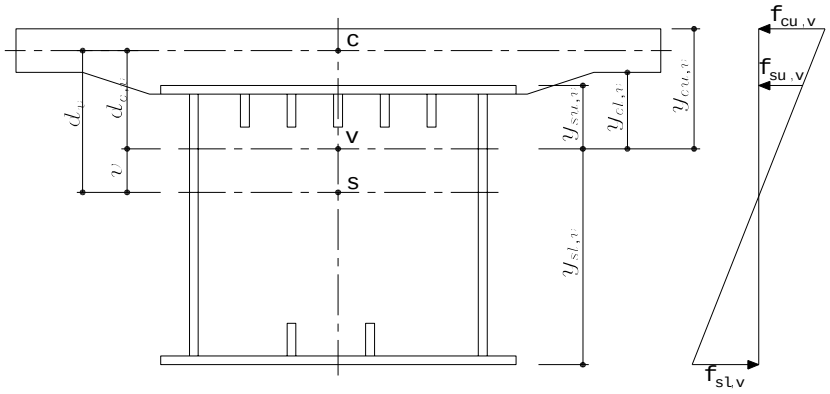
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -8,230.420×-971.5/126,789,918,204.6 = **63.064** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 5.094E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,022.381 / 51,408.0 + 149.729 / (2 × 5,094,423.0 × 12.0) = 21.112 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 147,305.8 + 24,907.1 = 172,212.9 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,202.5 - 14.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,453.6/24,907.1 = 1,348.5 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,907.1 × 1,348.5 / 172,212.9 = 195.0 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,348.5 - 195.0 = 1,153.5 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 126,789,918,204.6+147,305.8×195.0² +0.0+24,907.1×1,153.5² = 1.655E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,202.5 - 195.0 = 1,007.5 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -971.5 - 195.0 = -1,166.5 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,153.5 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,453.6 / 24,907.1 = 1,223.5 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,153.5 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,453.6 / 24,907.1 = 1,083.5 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,589.168 × 1,007.5 / 165,531,331,759.9 = **-21.844** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,589.168 × -1,166.5 / 165,531,331,759.9 = **25.294** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,589.168 × 1,223.5 / 165,531,331,759.9 = **-26.528** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,589.168 × 1,083.5 / 165,531,331,759.9 = **-23.492** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.135E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 401.060 / 51,408.0 + 120.902 / (2 × 5,134,892.4 × 12.0) = 8.783 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,602.158 × 1,007.5 / 165,531,331,759.9 = **-34.096** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,602.158 × -1,166.5 / 165,531,331,759.9 = **39.480** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,602.158 × 1,223.5 / 165,531,331,759.9 = **-41.406** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,602.158 × 1,083.5 / 165,531,331,759.9 = **-36.668** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 699.721 / 51,408.0 + 691.233 / (2 × 5,134,892.4 × 12.0) = 19.220 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -276.431 × 1,007.5 / 165,531,331,759.9 = **-1.682** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -276.431 × -1,166.5 / 165,531,331,759.9 = **1.948** MPa

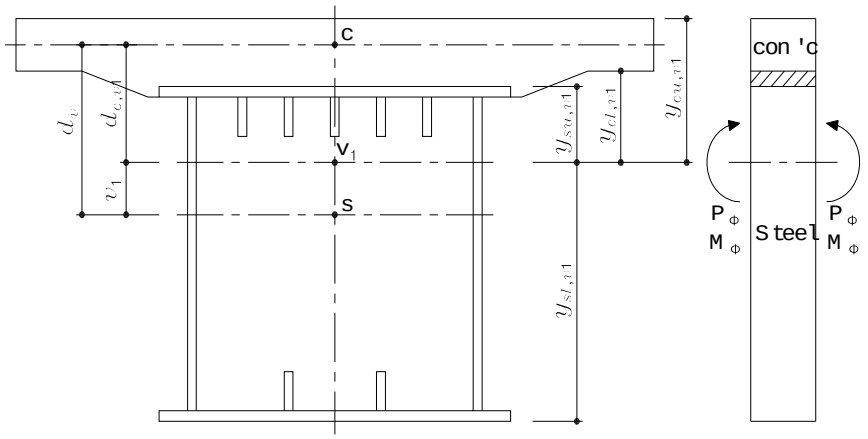
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -276.431 × 1,223.5 / 165,531,331,759.9 = **-0.292** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -276.431 × 1,083.5 /165,531,331,759.9 = **-0.258** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 48.434 / 51,408.0 + 251.748 / (2 × 5,134,892.4 × 12.0) = 2.985 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,043,229.6 / 7.0 = 149,032.8 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,007,502,080.0 / 7.0 = 7.154E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 147,305.8 + 149,032.8 = 296,338.6 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,202.5 - 14.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,358.5 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 149,032.8 × 1,358.5 / 296,338.6 = 683.2 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,358.5 - 683.2 = 675.3 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.144 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 147,305.8 + 1,043,229.6 / 14.0 = 2.218E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,043,229.6/14.0)×1,358.5 / 221,822.2 = 456.4 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,358.5 - 456.4 = 902.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (126,789,918,204.6 + 147,305.8×683.2²) + (5,007,502,080.0/7.0 + 1,043,229.6/7.0 × 675.3²) = 2.299E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -3,589.2 × 675.3 × 1,043,229.6 / (7.0 × 229,886,046,812.0) = -1.571E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,571,275.5 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.571E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,571,275.5 × 902.1 = -1.418E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,571,275.5/172,212.9 + -0.144 \times -1,417,505,846.8 \times 1,223.5/165,531,331,759.9 =$ **-7.611** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,571,275.5/172,212.9 + -0.144 \times -1,417,505,846.8 \times 1,083.5/165,531,331,759.9 =$ **-7.784** MPa

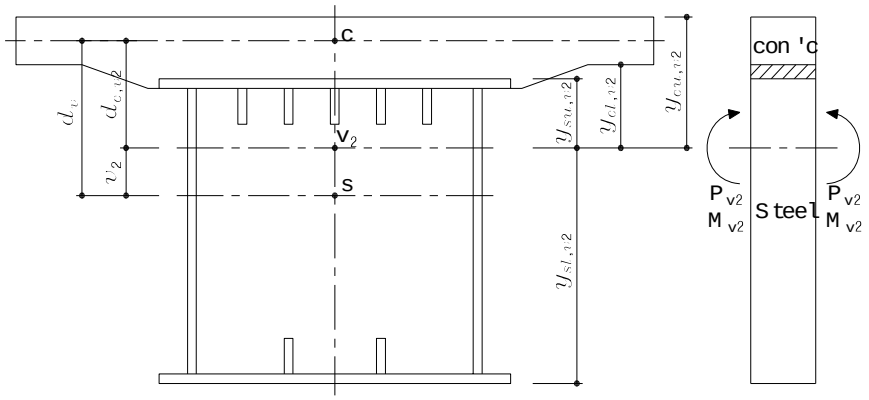
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,571,275.5/172,212.9 + -0.144 \times -1,417,505,846.8 \times 1,007.5/165,531,331,759.9 =$ **-7.878** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,571,275.5/172,212.9 + -0.144 \times -1,417,505,846.8 \times -1,166.5/165,531,331,759.9 =$ **-10.566** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 147,305.8 + 1,043,229.6 / 21.0 = 1.970E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,043,229.6/21.0)×1,358.5 / 196,983.4 = 342.6 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,358.5 - 342.6 = 1,015.9 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,043,229.6 / 21.0 = 2.750E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,749,655.2 × 1,015.9 = 2.793E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

= 2,749,655.2/172,212.9 + -0.144×2,793,355,112.0×1,223.5/165,531,331,759.9

= **12.986** MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

= 2,749,655.2/172,212.9 + -0.144×2,793,355,112.0×1,083.5/165,531,331,759.9

= **13.327** MPa

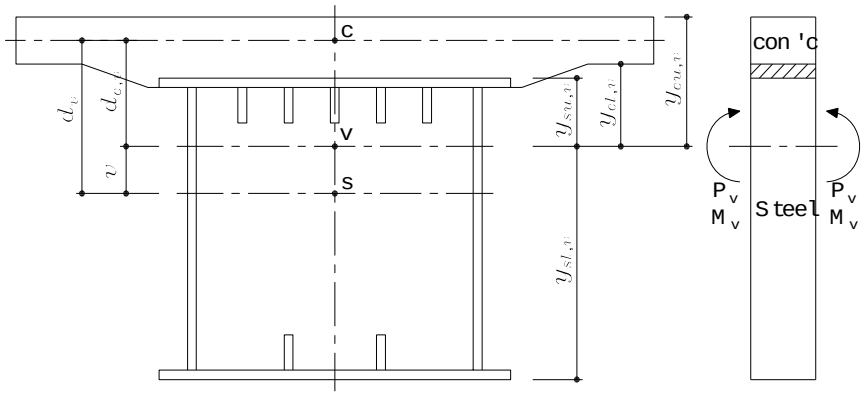
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 2,749,655.2/172,212.9 + -0.144×2,793,355,112.0×1,007.5/165,531,331,759.9 = **13.512** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 2,749,655.2/172,212.9 + -0.144×2,793,355,112.0×-1,166.5/165,531,331,759.9 = **18.809** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,043,229.6 / 7.0 = 3.666E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,666,206.9 × 675.3 = 2.476E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,666,206.9/172,212.9 + -0.144×2,475,746,999.8×1,223.5/165,531,331,759.9 - 205,000.0×0.000120 = **-5.953** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,666,206.9/172,212.9 + -0.144×2,475,746,999.8×1,083.5/165,531,331,759.9 - 205,000.0×0.000120 = **-5.651** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,666,206.9/172,212.9+-0.144×2,475,746,999.8×1,007.5/165,531,331,759.9 = **19.113** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,666,206.9/172,212.9+-0.144×2,475,746,999.8×-1,166.5/165,531,331,759.9 = **23.808** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,123.162/51,408.0 + 149.729/122,266,151.3 + 812.135/123,237,416.9 = 49.115$ MPa

※ υ = 49.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,471.875/51,408.0 + 149.729/122,266,151.3 + 372.650/123,237,416.9 = 32.880$ MPa

※ υ = 32.9 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,147.379/51,408.0 + 149.729/122,266,151.3 + 938.009/123,237,416.9 = 50.607$ MPa

※ υ = 50.6 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(18.0\times1.0\times6)^{-23.000000}\} = 218.7$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(18.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 445.5$ MPa

사용 t_l = 18.0 mm ∴ f_{ca} = 215.0 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-78.058	63.064	215.000	215.000
1+2+3	-67.934	-60.161	160.000	160.000	-133.999	127.838	215.000	215.000
1+2+3+5	-75.546	-67.945	160.000	160.000	-141.877	117.271	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-62.560	-54.618	160.000	160.000	-128.365	136.080	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-68.513	-60.269	184.000	184.000	-109.252	159.888	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-56.607	-48.967	184.000	184.000	-147.479	112.272	247.250	247.250
1+2+4	-26.820	-23.751	192.000	192.000	-101.585	90.306	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	-68.080	-60.290	200.000	200.000	-134.840	128.812	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	-75.691	-68.074	200.000	200.000	-142.719	118.245	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-62.706	-54.747	200.000	200.000	-129.207	137.054	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-68.659	-60.398	216.000	216.000	-110.093	160.862	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-56.753	-49.097	216.000	216.000	-148.320	113.246	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.132	0.086	0.154	0.154	0.286	0.240	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.388	0.354	0.154	0.154	0.543	0.508	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.435	0.298	0.154	0.154	0.590	0.452	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.356	0.401	0.154	0.154	0.511	0.555	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.195	0.418	0.154	0.154	0.350	0.573	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.356	0.206	0.154	0.154	0.510	0.361	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.155	0.123	0.048	0.048	0.203	0.171	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.252	0.230	0.105	0.105	0.357	0.335	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.282	0.194	0.105	0.105	0.387	0.298	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.231	0.260	0.105	0.105	0.336	0.365	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.144	0.307	0.105	0.105	0.249	0.412	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.261	0.152	0.105	0.105	0.366	0.257	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-141.877}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{49.115}{125.000}\right) = 0.435 + 0.154 = 0.590 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{159.888}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{49.115}{125.000}\right) = 0.418 + 0.154 = 0.573 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 18.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 18.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 2,142.0 /(206 ×1.200) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 63.064) = 1.85 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

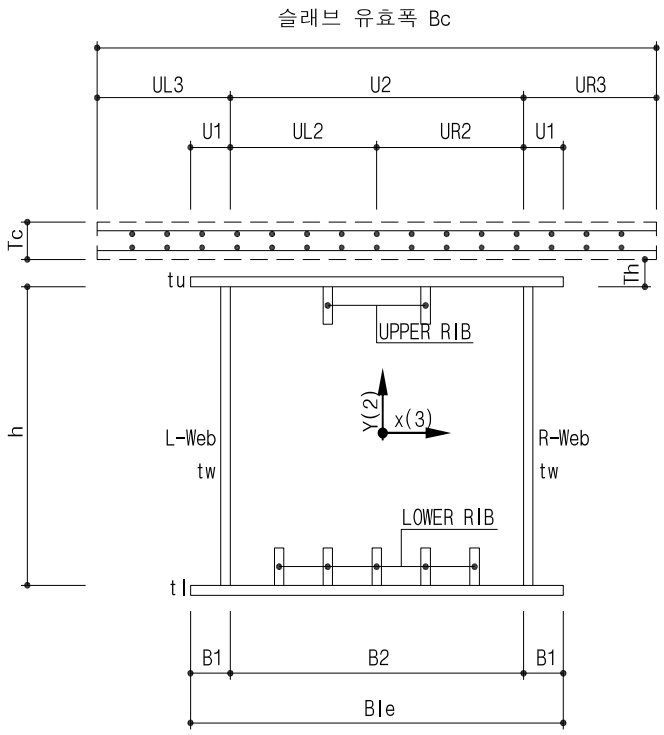
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-101.476	81.983	355.000	O.K !!
1+2+3	-123.510	-109.377	240.000	O.K !!	-203.180	199.747	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-129.463	-115.027	240.000	O.K !!	-222.294	223.555	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-131.121	-117.161	240.000	O.K !!	-211.059	189.180	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-118.135	-103.834	240.000	O.K !!	-197.547	207.989	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-124.089	-109.485	240.000	O.K !!	-178.434	231.797	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-112.182	-98.183	240.000	O.K !!	-216.660	184.181	355.000	O.K !!
1+2+4	-34.778	-30.799	240.000	O.K !!	-131.556	116.813	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-123.656	-109.506	240.000	O.K !!	-204.022	200.721	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-129.609	-115.157	240.000	O.K !!	-184.908	224.529	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-131.267	-117.290	240.000	O.K !!	-211.900	190.154	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-118.281	-103.963	240.000	O.K !!	-198.388	208.963	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-124.234	-109.614	240.000	O.K !!	-179.275	232.771	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-112.328	-98.313	240.000	O.K !!	-217.501	185.155	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 17] : 절점 66 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	= 4,214.6	mm
U1	= 120.0	mm
UL2	= 1,200.0	mm
UR2	= 1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	= 2,360.0	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	= 2,360.0	mm
B1	= 120.0	mm
B2	= 2,400.0	mm
Tc	= 240.0	mm
Th	= 50.0	mm
h	= 2,500.0	mm
Θ_L	= 0.000	°
Θ_R	= 0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-14,068.831
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-6,189.270
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-405.157
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-8,090.314
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1,474.056
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	650.224
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	81.290
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	1,007.213
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	322.491
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-62.005
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	326.571
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	1,156.057
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

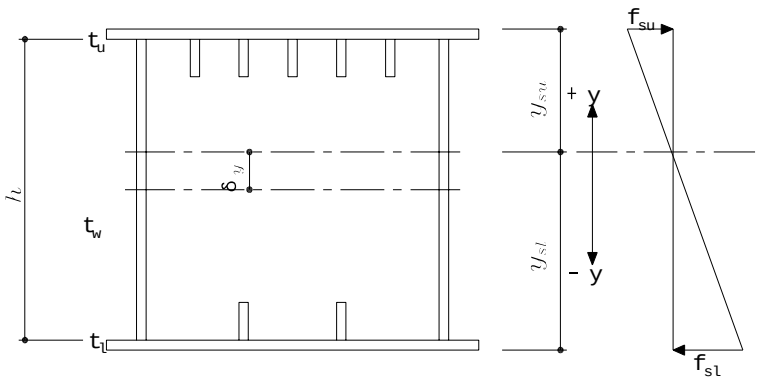
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,360.0 × 14.0	33,039.4	1,257.0	4.153E+07	5.220E+10	5.396E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,175.0	4.935E+06	5.799E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	1.823E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,175.0	-1.234E+07	1.450E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,360.0 × 18.0	42,479.3	-1,259.0	-5.348E+07	6.733E+10	1.147E+06
강재 단면 합계		160,218.7	-	-1.935E+07	1.398E+11	3.649E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,074.7	1,480.0	17,870,534.9	26,448,391,666.8	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,074.7	1,340.0	16,180,078.9	21,681,305,732.7	-
RE-Bar 합계		24,149.4		3.405E+07	4.813E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,214.6 × 240.0	1,011,492.0	1,420.0	1.436E+09	2.040E+12	4.855E+09

※ A_s = 160,218.7 mm^2 A_{c1} = 1,011,492.0 mm^2 A_r = 24,149.4 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -19,353,337.4 / 160,218.7 = -120.793 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,500.0 / 2 + 14.0 - -120.793 = 1,384.793 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 2,500.0 / 2 + 18.0 + -120.793 } = -1,147.207 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 36,487,582,418.1 + 139,832,221,254.2 - 160,218.7 × -120.793² = 1.740E+11 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -14,068.831×1,384.8/173,982,051,441.7 = **-111.979** MPa

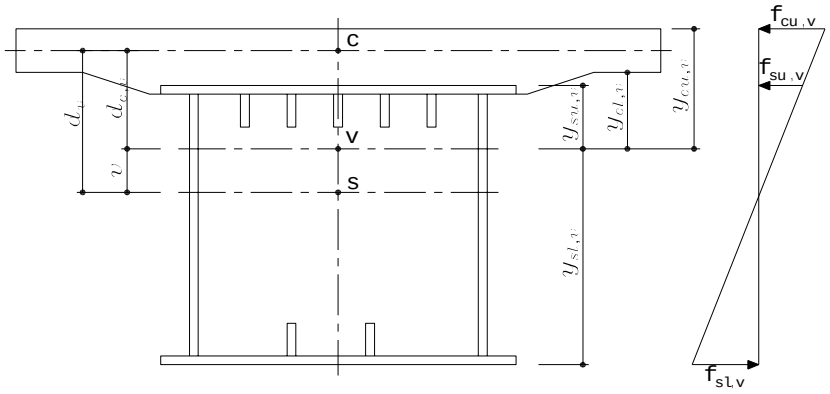
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -14,068.831×-1,147.2/173,982,051,441.7 = **92.767** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 5.721E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,474.056 / 70,000.0 + 322.491 / (2 × 5,721,333.7 × 14.0) = 23.071 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 160,218.7 + 24,149.4 = 184,368.1 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,384.8 - 14.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,074.7/24,149.4 = 1,530.8 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,149.4 × 1,530.8 / 184,368.1 = 200.5 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,530.8 - 200.5 = 1,330.3 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 173,982,051,441.7+160,218.7×200.5² +0.0+24,149.4×1,330.3² = 2.232E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,384.8 - 200.5 = 1,184.3 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -1,147.2 - 200.5 = -1,347.7 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,330.3 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,074.7 / 24,149.4 = 1,400.3 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,330.3 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,074.7 / 24,149.4 = 1,260.3 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -6,189.270 × 1,184.3 / 223,159,545,954.2 = **-32.846** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -6,189.270 × -1,347.7 / 223,159,545,954.2 = **37.379** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -6,189.270 × 1,400.3 / 223,159,545,954.2 = **-38.836** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -6,189.270 × 1,260.3 / 223,159,545,954.2 = **-34.954** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.760E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 650.224 / 70,000.0 + 62.005 / (2 × 5,760,316.2 × 14.0) = 9.673 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -8,090.314 × 1,184.3 / 223,159,545,954.2 = **-42.934** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -8,090.314 × -1,347.7 / 223,159,545,954.2 = **48.859** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -8,090.314 × 1,400.3 / 223,159,545,954.2 = **-50.765** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -8,090.314 × 1,260.3 / 223,159,545,954.2 = **-45.690** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 1,007.213 / 70,000.0 + 1,156.057 / (2 × 5,760,316.2 × 14.0) = 21.556 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -405.157 × 1,184.3 / 223,159,545,954.2 = **-2.150** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -405.157 × -1,347.7 / 223,159,545,954.2 = **2.447** MPa

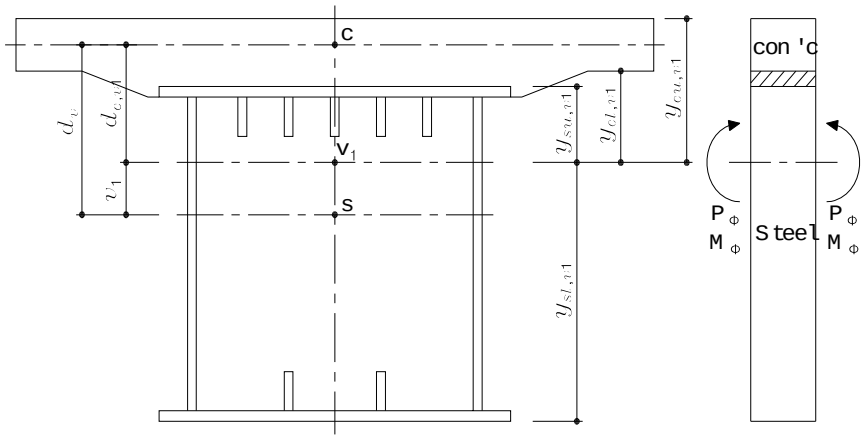
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -405.157 × 1,400.3 / 223,159,545,954.2 = **-0.363** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -405.157 × 1,260.3 /223,159,545,954.2 = **-0.327** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 81.290 / 70,000.0 + 326.571 / (2 × 5,760,316.2 × 14.0) = 3.186 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,011,492.0 / 7.0 = 144,498.9 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,855,161,600.0 / 7.0 = 6.936E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 160,218.7 + 144,498.9 = 304,717.6 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,384.8 - 14.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,540.8 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 144,498.9 × 1,540.8 / 304,717.6 = 730.7 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,540.8 - 730.7 = 810.1 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.311 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 160,218.7 + 1,011,492.0 / 14.0 = 2.325E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,011,492.0/14.0)×1,540.8 / 232,468.1 = 478.9 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,540.8 - 478.9 = 1,061.9 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (173,982,051,441.7 + 160,218.7×730.7²) + (4,855,161,600.0/7.0 + 1,011,492.0/7.0 × 810.1²) = 3.073E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -6,189.3 × 810.1 × 1,011,492.0 / (7.0 × 307,281,506,428.0) = -2.358E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -2,357,911.7 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -2.358E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -2,357,911.7 × 1,061.9 = -2.504E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -2,357,911.7/184,368.1 + -0.311 \times -2,503,927,187.3 \times 1,400.3/223,159,545,954.2 =$ **-7.901** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -2,357,911.7/184,368.1 + -0.311 \times -2,503,927,187.3 \times 1,260.3/223,159,545,954.2 =$ **-8.389** MPa

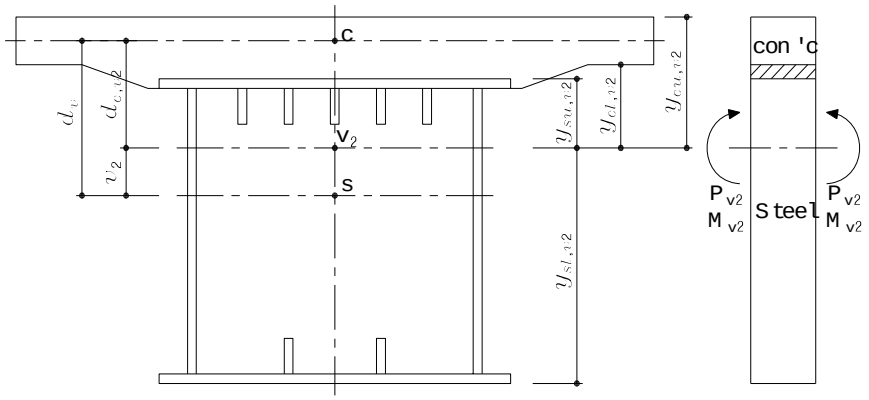
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -2,357,911.7/184,368.1 + -0.311 \times -2,503,927,187.3 \times 1,184.3/223,159,545,954.2 =$ **-8.655** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -2,357,911.7/184,368.1 + -0.311 \times -2,503,927,187.3 \times -1,347.7/223,159,545,954.2 =$ **-17.494** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 160,218.7 + 1,011,492.0 / 21.0 = 2.084E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,011,492.0/21.0)×1,540.8 / 208,385.0 = 356.1 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,540.8 - 356.1 = 1,184.7 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,011,492.0 / 21.0 = 2.666E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,666,003.9 × 1,184.7 = 3.158E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

= 2,666,003.9/184,368.1 + -0.311×3,158,289,505.2×1,400.3/223,159,545,954.2

= **8.294** MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

= 2,666,003.9/184,368.1 + -0.311×3,158,289,505.2×1,260.3/223,159,545,954.2

= **8.911** MPa

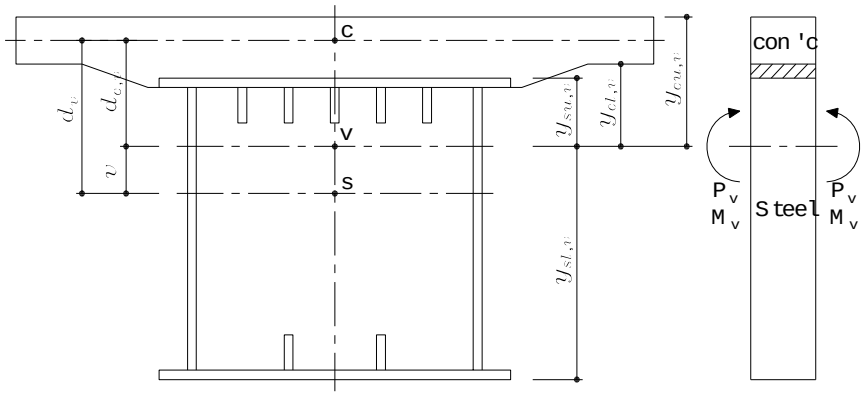
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 2,666,003.9/184,368.1 + -0.311×3,158,289,505.2×1,184.3/223,159,545,954.2 = **9.245** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 2,666,003.9/184,368.1 + -0.311×3,158,289,505.2×-1,347.7/223,159,545,954.2 = **20.395** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,011,492.0 / 7.0 = 3.555E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,554,671.9 × 810.1 = 2.880E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,554,671.9/184,368.1 + -0.311×2,879,782,136.9×1,400.3/223,159,545,954.2
- 205,000.0×0.000120 = **-10.942** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,554,671.9/184,368.1 + -0.311×2,879,782,136.9×1,260.3/223,159,545,954.2
- 205,000.0×0.000120 = **-10.380** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,554,671.9/184,368.1+-0.311×2,879,782,136.9×1,184.3/223,159,545,954.2 = **14.525** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,554,671.9/184,368.1+-0.311×2,879,782,136.9×-1,347.7/223,159,545,954.2 = **24.692** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 3,131.494/70,000.0 + 322.491/160,197,343.0 + 1,218.062/161,288,853.4 = 54.301$ MPa

※ υ = 54.3 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,205.571/70,000.0 + 322.491/160,197,343.0 + 388.577/161,288,853.4 = 35.930$ MPa

※ υ = 35.9 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 3,172.139/70,000.0 + 322.491/160,197,343.0 + 1,381.348/161,288,853.4 = 55.894$ MPa

※ υ = 55.9 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(18.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 218.7$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(18.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 445.5$ MPa

사용 t_l = 18.0 mm ∴ f_{ca} = 215.0 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-111.979	92.767	215.000	215.000
1+2+3	-89.602	-80.643	160.000	160.000	-187.760	179.005	215.000	215.000
1+2+3+5	-97.502	-89.033	160.000	160.000	-196.414	161.511	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-89.208	-80.122	160.000	160.000	-187.169	181.906	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-100.150	-90.502	184.000	184.000	-172.644	206.598	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-78.266	-69.742	184.000	184.000	-201.694	157.214	247.250	247.250
1+2+4	-39.200	-35.280	192.000	192.000	-146.975	132.593	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	-89.783	-80.807	200.000	200.000	-188.835	180.229	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	-97.684	-89.196	200.000	200.000	-197.489	162.735	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-89.390	-80.285	200.000	200.000	-188.244	183.129	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-100.332	-90.665	216.000	216.000	-173.719	207.821	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-78.448	-69.906	216.000	216.000	-202.769	158.438	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.271	0.186	0.189	0.189	0.460	0.375	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.763	0.693	0.189	0.189	0.951	0.882	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.835	0.564	0.189	0.189	1.023	0.753	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.758	0.716	0.189	0.189	0.947	0.905	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.488	0.698	0.189	0.189	0.676	0.887	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.665	0.404	0.189	0.189	0.854	0.593	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.325	0.264	0.057	0.057	0.382	0.321	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.494	0.450	0.128	0.128	0.622	0.578	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.540	0.367	0.128	0.128	0.668	0.495	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.491	0.464	0.128	0.128	0.619	0.592	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.358	0.513	0.128	0.128	0.486	0.641	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.488	0.298	0.128	0.128	0.616	0.426	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-196.414}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{54.301}{125.000}\right) = 0.835 + 0.189 = 1.023 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{181.906}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{54.301}{125.000}\right) = 0.716 + 0.189 = 0.905 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 106.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 18.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = $b\ /(46\cdot i\cdot n)$ = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 18.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 2,500.0 /(206 ×1.200) = 10.1 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 92.767) = 1.52 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

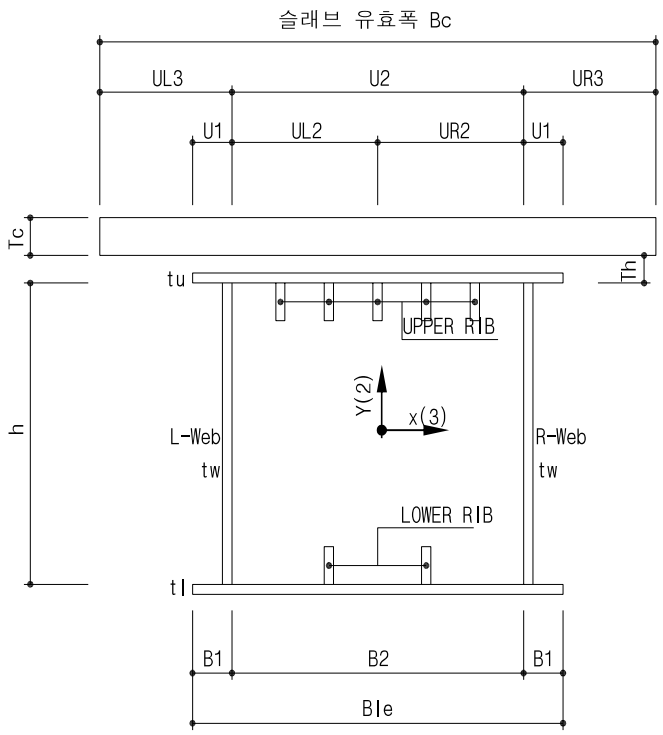
▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-145.573	120.598	355.000	O.K !!
1+2+3	-159.632	-143.672	240.000	O.K !!	-280.582	274.238	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-170.575	-154.052	240.000	O.K !!	-295.107	298.929	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-167.533	-152.062	240.000	O.K !!	-289.236	256.743	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-159.239	-143.151	240.000	O.K !!	-279.991	277.138	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-170.181	-153.531	240.000	O.K !!	-265.466	301.830	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-148.297	-132.771	240.000	O.K !!	-294.516	252.447	355.000	O.K !!
1+2+4	-50.851	-45.767	240.000	O.K !!	-190.423	171.637	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-159.814	-143.836	240.000	O.K !!	-281.657	275.461	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-170.756	-154.216	240.000	O.K !!	-267.132	300.153	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-167.715	-152.225	240.000	O.K !!	-290.312	257.967	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-159.421	-143.315	240.000	O.K !!	-281.066	278.362	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-170.363	-153.695	240.000	O.K !!	-266.541	303.053	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-148.479	-132.935	240.000	O.K !!	-295.591	253.670	355.000	O.K !!

4.7.4 정모멘트(Splice)

[G1 : SPLICE - 1] : 절점 1 로 부터 이격거리 3.821 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,477.429
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	970.138
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	105.909
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	1,921.653
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-552.543
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-220.987
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-10.279
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-510.130
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-227.947
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	1.395
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-74.095
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-611.935

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

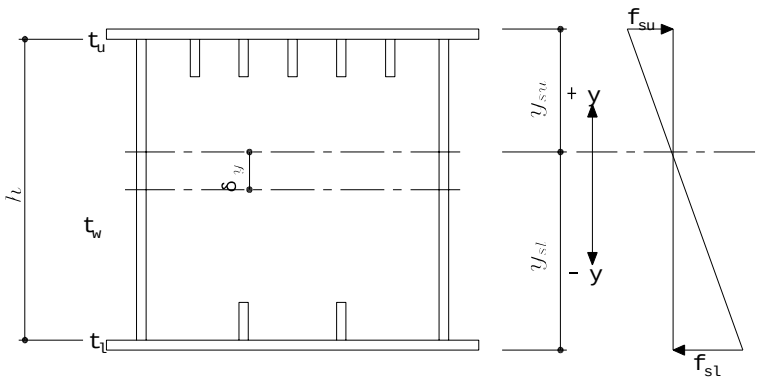
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	825.0	7.425E+06	6.126E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		119,160.0	-	4.455E+06	6.058E+10	1.169E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 119,160.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 4,455,000.0 / 119,160.0 = 37.387 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 37.387 = 874.613 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 37.387 } = -949.387 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,385,320.0 + 60,584,043,960.0 - 119,160.0 × 37.387² = 7.211E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,477.429×874.6/72,105,871,500.5 = **30.050** MPa

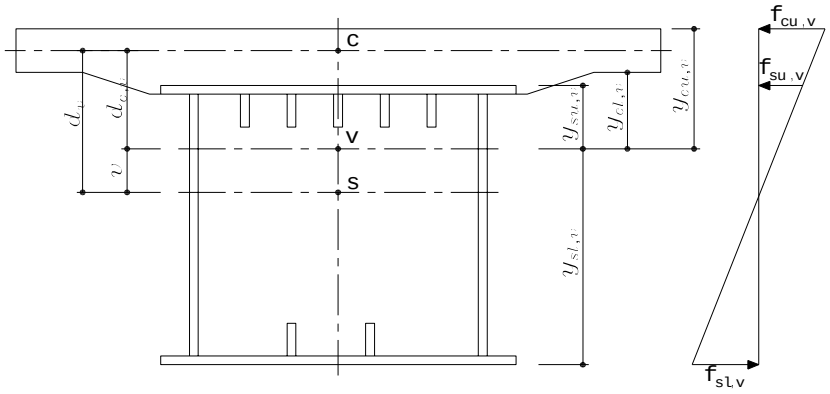
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,477.429×-949.4/72,105,871,500.5 = **-32.619** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 552.543 / 43,200.0 + 227.947 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **14.963** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 119,160.0 + 154,285.7 = 273,445.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 874.6 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,032.6 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,032.6 / 273,445.7 = 582.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,032.6 - 582.6 = 450.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 72,105,871,500.5+119,160.0×582.6² +740,571,428.6+154,285.7×450.0² = 1.445E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 874.6 - 582.6 = 292.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -949.4 - 582.6 = -1,532.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 450.0 + 240.0 / 2 = 570.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 570.0 - 240.0 = 330.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 970.138×292.0/144,536,761,781.5 = **1.960** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 970.138×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-10.283** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 970.138×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.547** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 970.138×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.316** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 220.987 / 43,200.0 + 1.395 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **5.129** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,921.653×292.0/144,536,761,781.5 = **3.882** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,921.653×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-20.369** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,921.653×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **1.083** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,921.653×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.627** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 510.130 / 43,200.0 + 611.935 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **17.588** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 105.909×292.0/144,536,761,781.5 = **0.214** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 105.909×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-1.123** MPa

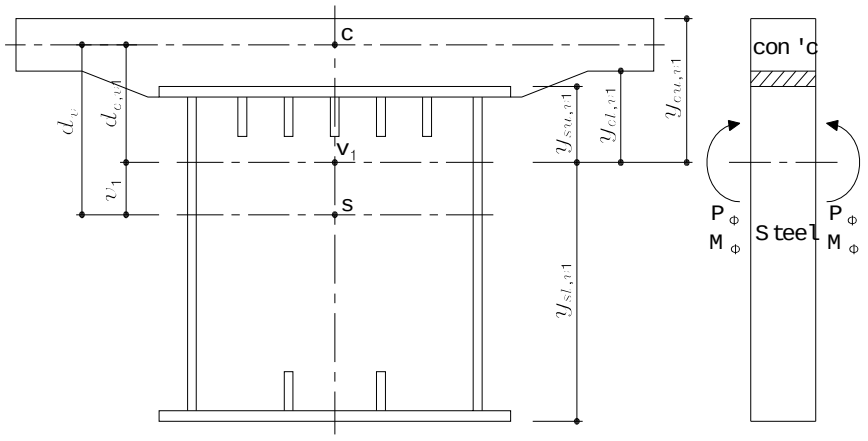
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 105.909×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.060** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 105.909×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.035** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 10.279 / 43,200.0 + 74.095 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.938** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.873 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.963E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,032.6 / 196,302.9 = 405.8 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,032.6 - 405.8 = 626.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (72,105,871,500.5 + 119,160.0×405.8²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 626.8²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 874.6 - 405.8 = 468.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -949.4 - 405.8 = -1,355.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 626.8 + 240.0 / 2 = 746.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 746.8 - 240.0 = 506.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 970.1 × 450.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 144,536,761,781.5) = 4.660E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 465,991.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 4.660E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 465,991.4 × 626.8 = 2.921E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 970.138×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 0.547 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 970.138×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 0.316 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (465,991.4/196,302.9 + 0.873 \times 292,091,907.1 \times 746.8/122,407,703,630.6)$

$- 13,902.0 \times 0.547 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.266}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (465,991.4/196,302.9 + 0.873 \times 292,091,907.1 \times 506.8/122,407,703,630.6)$

$- 13,902.0 \times 0.316 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.071}$ MPa

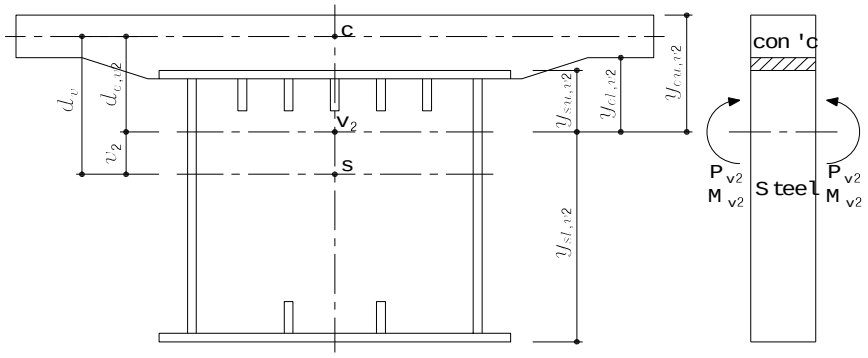
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 465,991.4/196,302.9 + 0.873 \times 292,091,907.1 \times 468.8/122,407,703,630.6 = \mathbf{3.350}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 465,991.4/196,302.9 + 0.873 \times 292,091,907.1 \times -1,355.2/122,407,703,630.6 = \mathbf{-0.448}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2)$ = $7.0\times(1 + 4.0/2)$ = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.706E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,080,000.0/21.0)×1,032.6 / 170,588.6 = 311.3 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,032.6 - 311.3 = 721.3 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (72,105,871,500.5 + 119,160.0×311.3²) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 × 721.3²) = 1.107E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 874.6 - 311.3 = 563.3 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -949.4 - 311.3 = -1,260.7 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 721.3 + 240.0 / 2 = 841.3 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 841.3 - 240.0 = 601.3 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,846,571.4 × 841.3 = 2.053E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,846,571.4/170,588.6 + 0.873×2,053,243,041.9×841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9×0.000270 = **-1.192** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,846,571.4/170,588.6 + 0.873×2,053,243,041.9×841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9×0.000270 = **-1.378** MPa

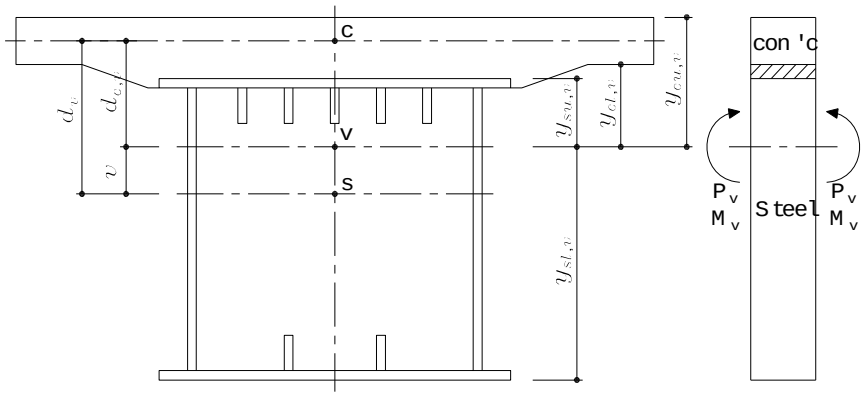
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.873×2,053,243,041.9×563.3/110,658,167,829.2 = **25.807** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.873×2,053,243,041.9×-1,260.7/110,658,167,829.2 = **-3.724** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 450.0 = 1.708E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.873×1,707,882,181.7×570.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.514** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.873×1,707,882,181.7×330.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.868** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.873×1,707,882,181.7×292.0/144,536,761,781.5 = **16.891** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.873×1,707,882,181.7×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-1.916** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,283.661/43,200.0 + 227.947/104,893,056.0 + 613.330/105,885,421.7 = 37.680$ MPa

※ υ = 37.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 783.810/43,200.0 + 227.947/104,893,056.0 + 75.490/105,885,421.7 = 21.030$ MPa

※ υ = 21.0 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,288.800/43,200.0 + 227.947/104,893,056.0 + 650.378/105,885,421.7 = 38.149$ MPa

※ υ = 38.1 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 166.4 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 198.0 MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck}$ = 10.800 MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck}$ = 1.890 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	30.050	-32.619	166.433	215.000
1+2+3	1.629	0.943	10.800	10.800	35.892	-63.271	215.000	215.000
1+2+3+5	1.363	0.872	10.800	10.800	39.242	-63.719	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.171	-0.506	10.800	1.890	65.049	-67.443	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.343	-1.373	2.174	2.174	81.939	-69.359	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	0.685	0.362	12.420	12.420	48.158	-65.527	279.500	247.250
1+2+4	0.606	0.351	12.960	12.960	32.224	-44.025	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.659	0.960	13.500	13.500	35.999	-63.832	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.393	0.889	13.500	13.500	39.349	-64.280	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.201	-0.489	13.500	2.363	65.156	-68.004	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.314	-1.356	2.552	2.552	82.046	-69.920	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.715	0.379	14.580	14.580	48.265	-66.088	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.033	0.023	0.091	0.091	0.123	0.114	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.028	0.087	0.091	0.091	0.119	0.177	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.025	0.088	0.091	0.091	0.116	0.179	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.069	0.098	0.091	0.091	0.160	0.189	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.086	0.079	0.091	0.091	0.177	0.170	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.030	0.070	0.091	0.091	0.121	0.161	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.016	0.029	0.020	0.020	0.035	0.049	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.018	0.056	0.060	0.060	0.078	0.116	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.021	0.057	0.060	0.060	0.081	0.117	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.059	0.064	0.060	0.060	0.118	0.124	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.080	0.058	0.060	0.060	0.140	0.118	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.028	0.052	0.060	0.060	0.087	0.111	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{81.939}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{37.680}{125.000}\right)^2 = 0.086 + 0.091 = 0.177 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-67.443}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{37.680}{125.000}\right)^2 = 0.098 + 0.091 = 0.189 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 30.050) = 2.67 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

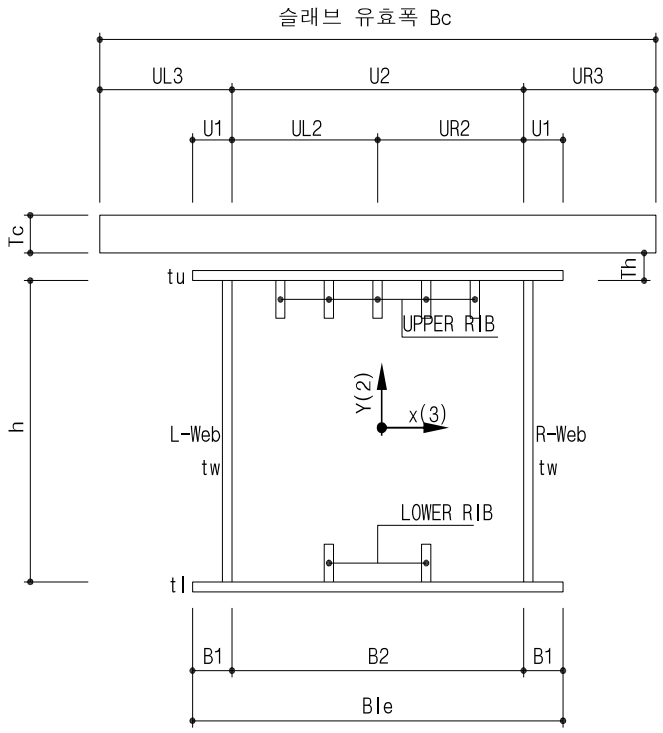
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	39.065	-42.405	355.000	O.K !!
1+2+3	3.038	1.759	16.200	O.K !!	49.959	-99.565	355.000	O.K !!
1+2+3+7	3.552	2.626	16.200	O.K !!	66.850	-101.481	355.000	O.K !!
1+2+3+5	2.772	1.687	16.200	O.K !!	53.309	-100.013	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.580	0.310	16.200	O.K !!	79.116	-103.737	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.066	-0.558	16.200	O.K !!	96.007	-105.653	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	2.094	1.177	16.200	O.K !!	62.226	-101.822	355.000	O.K !!
1+2+4	0.770	0.446	16.200	O.K !!	41.827	-56.895	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.068	1.776	16.200	O.K !!	50.066	-100.127	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.554	0.909	16.200	O.K !!	66.957	-102.042	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	2.802	1.705	16.200	O.K !!	53.416	-100.574	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.609	0.327	16.200	O.K !!	79.223	-104.299	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.095	-0.540	16.200	O.K !!	96.114	-106.215	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.124	1.195	16.200	O.K !!	62.333	-102.383	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 2] : 절점 3 로 부터 이격거리 1.873 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	5,268.530
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,144.106
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	94.175
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,740.942
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-211.792
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-89.016
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-2.279
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-391.827
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-170.692
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-41.413
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-58.675
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-430.681

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

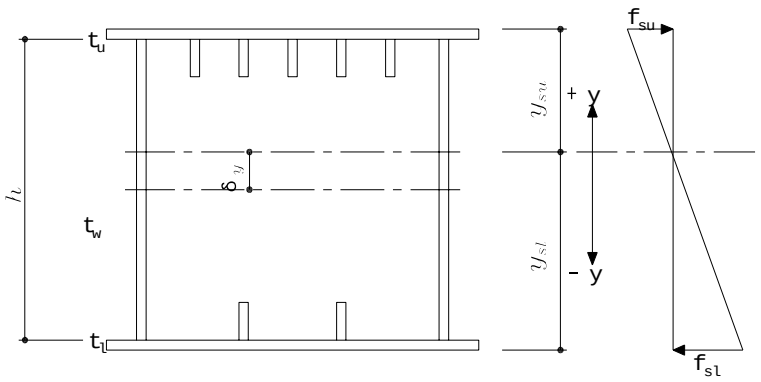
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	825.0	7.425E+06	6.126E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		119,160.0	-	4.455E+06	6.058E+10	1.169E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 119,160.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 4,455,000.0 / 119,160.0 = 37.387 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 37.387 = 874.613 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 37.387 } = -949.387 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,385,320.0 + 60,584,043,960.0 - 119,160.0 × 37.387² = 7.211E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 5,268.530×874.6/72,105,871,500.5 = **63.905** MPa

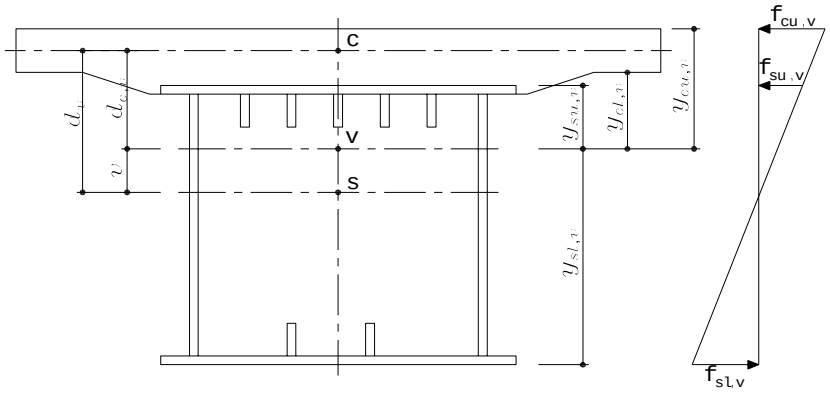
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 5,268.530×-949.4/72,105,871,500.5 = **-69.368** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 211.792 / 43,200.0 + 170.692 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **6.530** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 119,160.0 + 154,285.7 = 273,445.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 874.6 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,032.6 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,032.6 / 273,445.7 = 582.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,032.6 - 582.6 = 450.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 72,105,871,500.5+119,160.0×582.6² +740,571,428.6+154,285.7×450.0² = 1.445E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 874.6 - 582.6 = 292.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -949.4 - 582.6 = -1,532.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 450.0 + 240.0 / 2 = 570.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 570.0 - 240.0 = 330.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,144.106×292.0/144,536,761,781.5 = **4.331** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,144.106×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-22.726** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,144.106×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **1.208** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,144.106×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.699** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 89.016 / 43,200.0 + 41.413 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **2.452** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,740.942×292.0/144,536,761,781.5 = **7.557** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,740.942×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-39.652** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,740.942×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **2.107** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,740.942×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **1.220** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 391.827 / 43,200.0 + 430.681 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **13.137** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 94.175×292.0/144,536,761,781.5 = **0.190** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 94.175×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-0.998** MPa

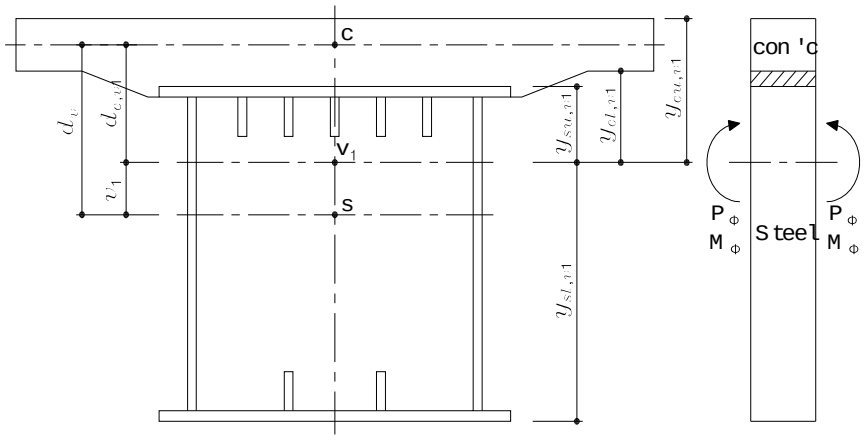
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 94.175×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.053** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 94.175×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.031** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 2.279 / 43,200.0 + 58.675 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.607** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.623 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.963E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,032.6 / 196,302.9 = 405.8 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,032.6 - 405.8 = 626.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (72,105,871,500.5 + 119,160.0×405.8²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 626.8²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 874.6 - 405.8 = 468.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -949.4 - 405.8 = -1,355.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 626.8 + 240.0 / 2 = 746.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 746.8 - 240.0 = 506.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,144.1 × 450.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 144,536,761,781.5) = 1.030E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 1,029,889.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.030E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 1,029,889.9 × 626.8 = 6.456E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,144.106×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 1.208 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,144.106×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 0.699 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}029{,}889.9/196{,}302.9 + 0.623 \times 645{,}553{,}739.0 \times 746.8/122{,}407{,}703{,}630.6)$

$- 13{,}902.0 \times 1.208 \times 2.0/27{,}804.0 = \mathbf{-0.658}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}029{,}889.9/196{,}302.9 + 0.623 \times 645{,}553{,}739.0 \times 506.8/122{,}407{,}703{,}630.6)$

$- 13{,}902.0 \times 0.699 \times 2.0/27{,}804.0 = \mathbf{-0.206}$ MPa

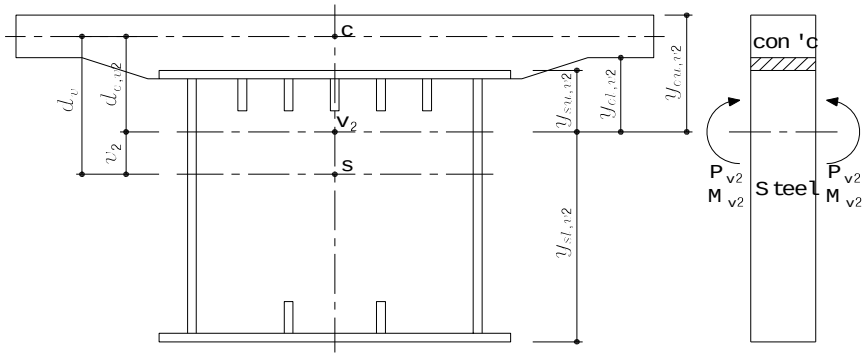
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}029{,}889.9/196{,}302.9 + 0.623 \times 645{,}553{,}739.0 \times 468.8/122{,}407{,}703{,}630.6 = \mathbf{6.786}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}029{,}889.9/196{,}302.9 + 0.623 \times 645{,}553{,}739.0 \times -1{,}355.2/122{,}407{,}703{,}630.6 = \mathbf{0.797}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.706E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,032.6 / 170,588.6 = 311.3$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,032.6 - 311.3 = 721.3$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (72,105,871,500.5 + 119,160.0\times311.3^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 721.3^2) = 1.107E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 874.6 - 311.3 = 563.3$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -949.4 - 311.3 = -1,260.7$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 721.3 + 240.0 / 2 = 841.3$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 841.3 - 240.0 = 601.3$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 841.3 = 2.053E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/170,588.6 + 0.623\times2,053,243,041.9\times841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.378}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/170,588.6 + 0.623\times2,053,243,041.9\times841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.510}$ MPa

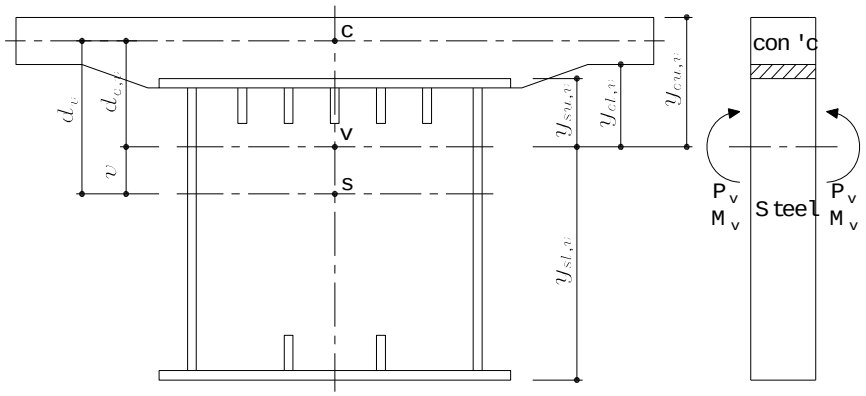
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.623\times2,053,243,041.9\times563.3/110,658,167,829.2 = \mathbf{23.193}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.623\times2,053,243,041.9\times-1,260.7/110,658,167,829.2 = \mathbf{2.125}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 450.0 = 1.708E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.623×1,707,882,181.7×570.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.755** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.623×1,707,882,181.7×330.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.007** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.623×1,707,882,181.7×292.0/144,536,761,781.5 = **16.028** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.623×1,707,882,181.7×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **2.611** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 692.634/43,200.0 + 170.692/104,893,056.0 + 472.094/105,885,421.7 = 22.119$ MPa

※ υ = 22.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 303.087/43,200.0 + 170.692/104,893,056.0 + 100.088/105,885,421.7 = 9.588$ MPa

※ υ = 9.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 693.774/43,200.0 + 170.692/104,893,056.0 + 501.432/105,885,421.7 = 22.422$ MPa

※ υ = 22.4 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	63.905	-69.368	166.433	215.000
1+2+3	3.315	1.919	10.800	10.800	75.794	-131.747	215.000	215.000
1+2+3+5	2.657	1.714	10.800	10.800	82.579	-130.950	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.279	0.203	10.800	10.800	105.773	-128.825	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.524	-0.804	12.420	2.174	121.801	-126.215	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.034	1.210	12.420	12.420	89.745	-131.436	279.500	247.250
1+2+4	1.261	0.730	12.960	12.960	68.427	-93.093	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.342	1.935	13.500	13.500	75.889	-132.246	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.684	1.729	13.500	13.500	82.674	-131.449	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.306	0.219	13.500	13.500	105.868	-129.324	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.551	-0.788	14.580	2.552	121.896	-126.714	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.060	1.226	14.580	14.580	89.840	-131.935	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.147	0.104	0.031	0.031	0.179	0.135	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.124	0.375	0.031	0.031	0.156	0.407	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.112	0.371	0.031	0.031	0.143	0.402	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.183	0.359	0.031	0.031	0.214	0.390	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.190	0.261	0.031	0.031	0.221	0.292	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.103	0.283	0.031	0.031	0.134	0.314	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.070	0.130	0.004	0.004	0.074	0.134	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.080	0.242	0.021	0.021	0.100	0.263	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.095	0.239	0.021	0.021	0.115	0.260	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.155	0.232	0.021	0.021	0.176	0.252	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.176	0.191	0.021	0.021	0.197	0.211	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.096	0.207	0.021	0.021	0.116	0.227	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{121.801}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{22.119}{125.000}\right)^2 = 0.190 + 0.031 = 0.221 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-131.747}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{22.119}{125.000}\right)^2 = 0.375 + 0.031 = 0.407 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 63.905) = 1.83 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

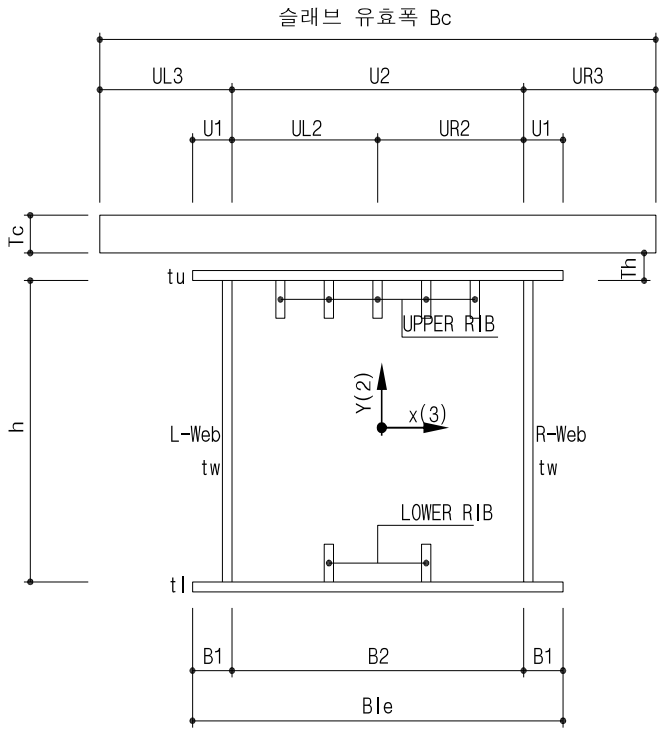
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	83.077	-90.179	355.000	O.K !!
1+2+3	6.101	3.532	16.200	O.K !!	104.955	-204.975	355.000	O.K !!
1+2+3+7	6.856	4.539	16.200	O.K !!	120.983	-207.586	355.000	O.K !!
1+2+3+5	5.443	3.327	16.200	O.K !!	111.741	-204.178	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.065	1.816	16.200	O.K !!	134.934	-202.054	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	3.310	0.809	16.200	O.K !!	150.962	-199.443	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.820	2.823	16.200	O.K !!	118.907	-204.664	355.000	O.K !!
1+2+4	1.623	0.940	16.200	O.K !!	88.898	-120.722	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	6.128	3.548	16.200	O.K !!	105.050	-205.474	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	5.373	2.541	16.200	O.K !!	121.078	-202.864	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	5.470	3.342	16.200	O.K !!	111.836	-204.677	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.092	1.832	16.200	O.K !!	135.030	-202.553	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	3.337	0.825	16.200	O.K !!	151.057	-199.942	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	4.846	2.838	16.200	O.K !!	119.002	-205.163	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 3] : 절점 5 로 부터 이격거리 4.371 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	4,665.401
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,823.279
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	62.908
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,892.233
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	314.073
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	139.745
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	9.722
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	468.343
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	33.213
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	24.393
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	34.378
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	333.229

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

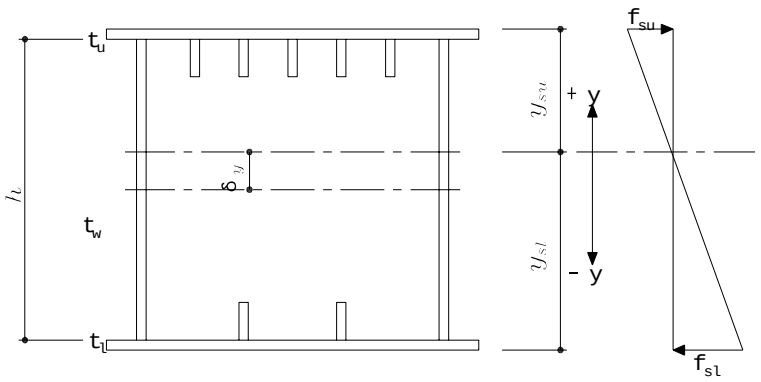
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	825.0	7.425E+06	6.126E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		119,160.0	-	4.455E+06	6.058E+10	1.169E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 119,160.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 4,455,000.0 / 119,160.0 = 37.387 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 37.387 = 874.613 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 37.387 } = -949.387 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,385,320.0 + 60,584,043,960.0 - 119,160.0 × 37.387² = 7.211E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 4,665.401×874.6/72,105,871,500.5 = **56.589** MPa

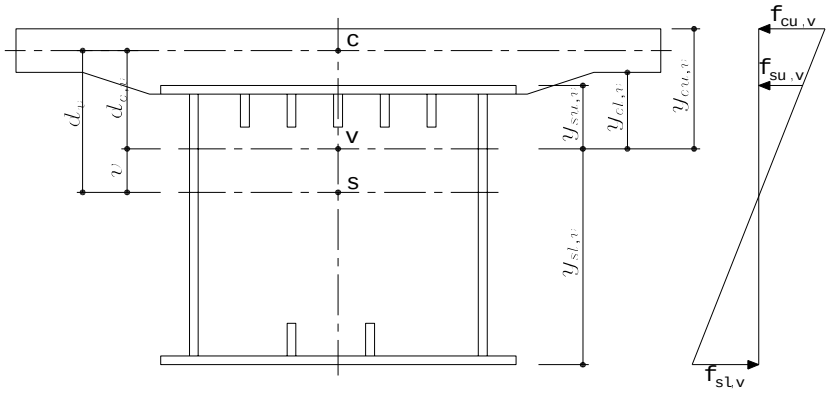
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 4,665.401×-949.4/72,105,871,500.5 = **-61.427** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 314.073 / 43,200.0 + 33.213 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **7.587** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 119,160.0 + 154,285.7 = 273,445.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 874.6 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,032.6 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,032.6 / 273,445.7 = 582.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,032.6 - 582.6 = 450.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 72,105,871,500.5+119,160.0×582.6² +740,571,428.6+154,285.7×450.0² = 1.445E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 874.6 - 582.6 = 292.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -949.4 - 582.6 = -1,532.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 450.0 + 240.0 / 2 = 570.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 570.0 - 240.0 = 330.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,823.279×292.0/144,536,761,781.5 = **3.683** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,823.279×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-19.326** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,823.279×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **1.027** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,823.279×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.595** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 139.745 / 43,200.0 + 24.393 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **3.465** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,892.233×292.0/144,536,761,781.5 = **7.863** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,892.233×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-41.256** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,892.233×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **2.193** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,892.233×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **1.269** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 468.343 / 43,200.0 + 333.229 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **13.988** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 62.908×292.0/144,536,761,781.5 = **0.127** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 62.908×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-0.667** MPa

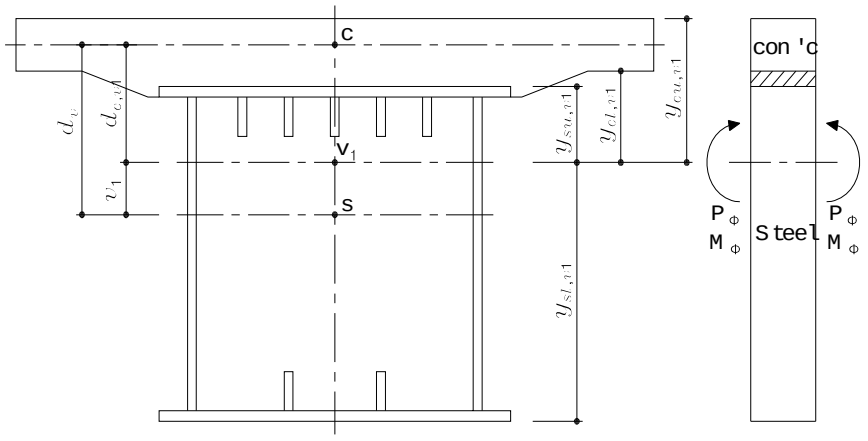
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 62.908×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.035** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 62.908×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.021** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 9.722 / 43,200.0 + 34.378 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.550** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.206 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.963E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,032.6 / 196,302.9 = 405.8 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,032.6 - 405.8 = 626.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (72,105,871,500.5 + 119,160.0×405.8²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 626.8²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 874.6 - 405.8 = 468.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -949.4 - 405.8 = -1,355.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 626.8 + 240.0 / 2 = 746.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 746.8 - 240.0 = 506.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 1,823.3 × 450.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 144,536,761,781.5) = 8.758E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 875,785.1 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 8.758E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 875,785.1 × 626.8 = 5.490E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,823.279×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 1.027 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,823.279×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 0.595 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (875,785.1/196,302.9 + 0.206 \times 548,958,052.1 \times 746.8/122,407,703,630.6)$

$- 13,902.0 \times 1.027 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.659}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (875,785.1/196,302.9 + 0.206 \times 548,958,052.1 \times 506.8/122,407,703,630.6)$

$- 13,902.0 \times 0.595 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.243}$ MPa

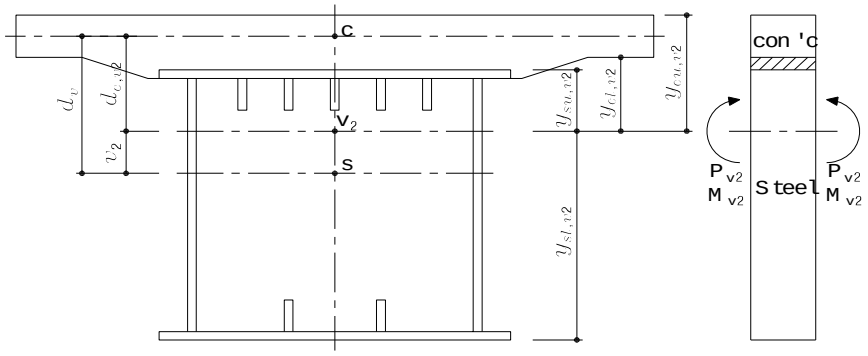
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 875,785.1/196,302.9 + 0.206 \times 548,958,052.1 \times 468.8/122,407,703,630.6 = \mathbf{4.894}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 875,785.1/196,302.9 + 0.206 \times 548,958,052.1 \times -1,355.2/122,407,703,630.6 = \mathbf{3.210}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.706E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,032.6 / 170,588.6 = 311.3$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,032.6 - 311.3 = 721.3$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (72,105,871,500.5 + 119,160.0\times311.3^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 721.3^2) = 1.107E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 874.6 - 311.3 = 563.3$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -949.4 - 311.3 = -1,260.7$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 721.3 + 240.0 / 2 = 841.3$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 841.3 - 240.0 = 601.3$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 841.3 = 2.053E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/170,588.6 + 0.206\times2,053,243,041.9\times841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.688}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/170,588.6 + 0.206\times2,053,243,041.9\times841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.732}$ MPa

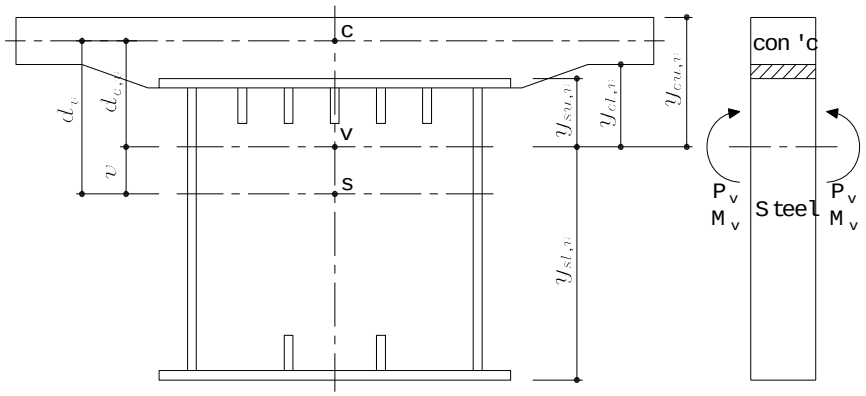
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.206\times2,053,243,041.9\times563.3/110,658,167,829.2 = \mathbf{18.839}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.206\times2,053,243,041.9\times-1,260.7/110,658,167,829.2 = \mathbf{11.870}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 450.0 = 1.708E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.206×1,707,882,181.7×570.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.155** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.206×1,707,882,181.7×330.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.239** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.206×1,707,882,181.7×292.0/144,536,761,781.5 = **14.590** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.206×1,707,882,181.7×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **10.152** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 922.161/43,200.0 + 33.213/104,893,056.0 + 357.622/105,885,421.7 = 25.040$ MPa

※ υ = 25.0 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 463.539/43,200.0 + 33.213/104,893,056.0 + 58.771/105,885,421.7 = 11.602$ MPa

※ υ = 11.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 927.021/43,200.0 + 33.213/104,893,056.0 + 374.811/105,885,421.7 = 25.315$ MPa

※ υ = 25.3 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0\cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	56.589	-61.427	166.433	215.000
1+2+3	3.220	1.864	10.800	10.800	68.135	-122.009	215.000	215.000
1+2+3+5	2.561	1.622	10.800	10.800	73.030	-118.799	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.873	-0.110	10.800	1.890	91.869	-106.929	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.283	-1.349	2.174	2.174	106.459	-96.777	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.028	1.129	12.420	12.420	77.278	-117.081	279.500	247.250
1+2+4	1.063	0.615	12.960	12.960	60.400	-81.420	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.238	1.874	13.500	13.500	68.199	-122.342	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.578	1.632	13.500	13.500	73.093	-119.132	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.890	-0.100	13.500	2.363	91.932	-107.263	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.265	-1.339	2.552	2.552	106.523	-97.110	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.046	1.139	14.580	14.580	77.342	-117.415	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.116	0.082	0.040	0.040	0.156	0.122	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.100	0.322	0.040	0.040	0.141	0.362	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.087	0.305	0.040	0.040	0.127	0.345	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.138	0.247	0.040	0.040	0.178	0.287	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.145	0.153	0.040	0.040	0.185	0.193	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.076	0.224	0.040	0.040	0.117	0.264	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.055	0.100	0.006	0.006	0.061	0.106	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.064	0.207	0.026	0.026	0.091	0.233	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.074	0.196	0.026	0.026	0.100	0.223	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.117	0.159	0.026	0.026	0.143	0.186	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.135	0.112	0.026	0.026	0.161	0.138	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.071	0.164	0.026	0.026	0.097	0.190	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{106.459}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{25.040}{125.000}\right)^2 = 0.145 + 0.040 = 0.185 \leq 1.2$$ ····· O.K !!

[하 연]

$$\left(\frac{-122.009}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{25.040}{125.000}\right)^2 = 0.322 + 0.040 = 0.362 \leq 1.2$$ ····· O.K !!

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 56.589) = 1.95 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

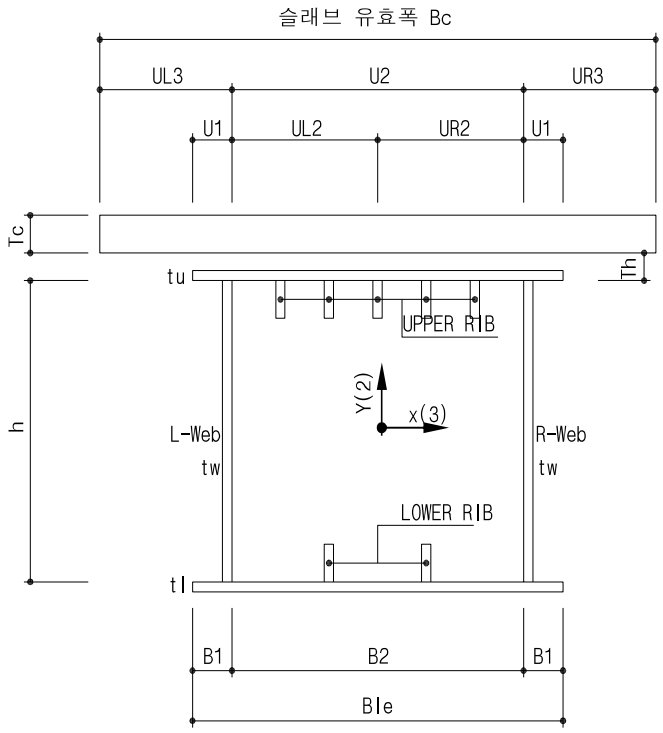
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	73.566	-79.856	355.000	O.K !!
1+2+3	6.050	3.502	16.200	O.K !!	95.259	-193.679	355.000	O.K !!
1+2+3+7	7.205	4.741	16.200	O.K !!	109.850	-203.831	355.000	O.K !!
1+2+3+5	5.390	3.260	16.200	O.K !!	100.154	-190.469	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	3.702	1.528	16.200	O.K !!	118.993	-178.599	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.547	0.289	16.200	O.K !!	133.583	-168.447	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.858	2.767	16.200	O.K !!	104.402	-188.751	355.000	O.K !!
1+2+4	1.371	0.794	16.200	O.K !!	78.481	-105.646	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	6.067	3.513	16.200	O.K !!	95.323	-194.012	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	4.912	2.274	16.200	O.K !!	109.914	-183.860	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	5.408	3.270	16.200	O.K !!	100.217	-190.802	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	3.720	1.538	16.200	O.K !!	119.056	-178.933	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.565	0.299	16.200	O.K !!	133.647	-168.780	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	4.876	2.777	16.200	O.K !!	104.466	-189.085	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 4] : 절점 44 로 부터 이격거리 0.608 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,670.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,795.966
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	703.427
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	36.078
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	2,806.901
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	614.706
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	265.272
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	3.447
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	487.360
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	201.935
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	62.297
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	187.851
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	688.750

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

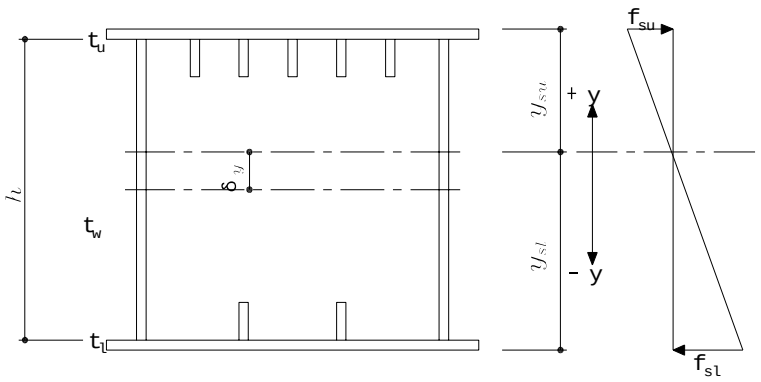
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,070.0	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09

※ A_s = 127,560.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.000 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 0.000 = 912.000 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 0.000 } = -912.000 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,135,320.0 + 66,301,293,960.0 - 127,560.0 × 0.000² = 7.801E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 1,795.966×912.0/78,005,429,280.0 = **20.998** MPa

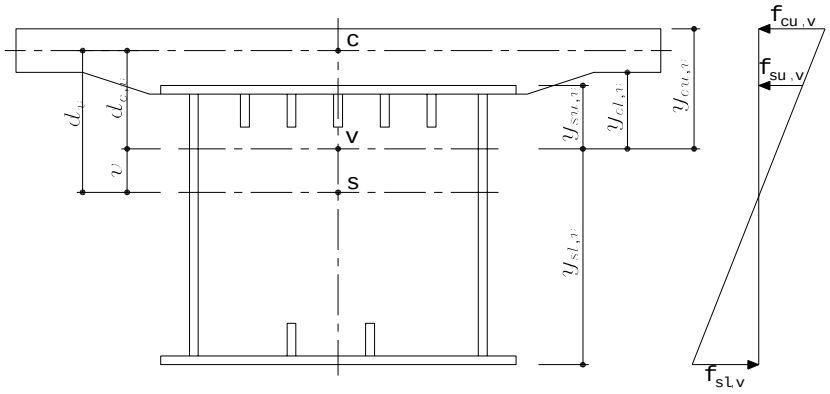
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 1,795.966×-912.0/78,005,429,280.0 = **-20.998** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 614.706 / 43,200.0 + 201.935 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **16.154** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,120,800.0 / 7.0 = 160,114.3 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,379,840,000.0 / 7.0 = 7.685E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 127,560.0 + 160,114.3 = 287,674.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 912.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,070.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,070.0 / 287,674.3 = 595.5 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,070.0 - 595.5 = 474.5 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 78,005,429,280.0+127,560.0×595.5² +768,548,571.4+160,114.3×474.5² = 1.601E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 912.0 - 595.5 = 316.5 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -912.0 - 595.5 = -1,507.5 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 474.5 + 240.0 / 2 = 594.5 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 594.5 - 240.0 = 354.5 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 703.427×316.5/160,059,107,877.1 = **1.391** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 703.427×-1,507.5/160,059,107,877.1 = **-6.625** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 703.427×594.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.373** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 703.427×354.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.223** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 265.272 / 43,200.0 + 62.297 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **6.729** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,806.901×316.5/160,059,107,877.1 = **5.550** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,806.901×-1,507.5/160,059,107,877.1 = **-26.437** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,806.901×594.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **1.489** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,806.901×354.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.888** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 487.360 / 43,200.0 + 688.750 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **17.786** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 36.078×316.5/160,059,107,877.1 = **0.071** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 36.078×-1,507.5/160,059,107,877.1 = **-0.340** MPa

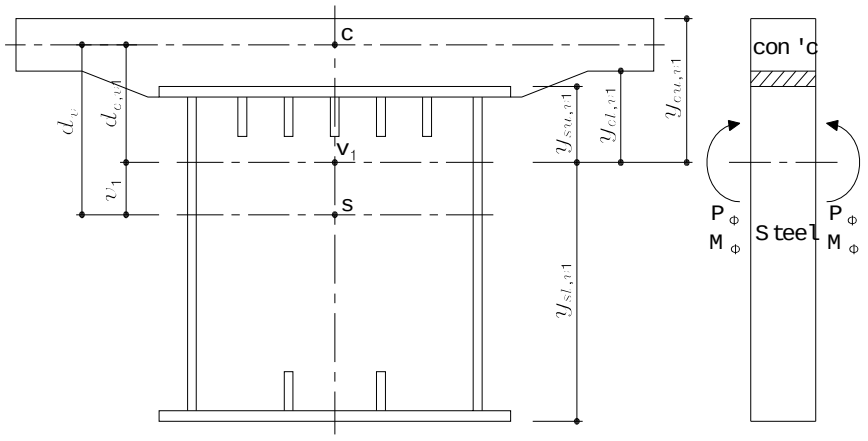
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 36.078×594.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.019** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 36.078×354.5/(160,059,107,877.1×7.0) = **0.011** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 3.447 / 43,200.0 + 187.851 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **1.854** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.006 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,560.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 2.076E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,070.0 / 207,617.1 = 412.6 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,070.0 - 412.6 = 657.4 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×412.6²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 657.4²) = 1.347E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 912.0 - 412.6 = 499.4 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -912.0 - 412.6 = -1,324.6 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 657.4 + 240.0 / 2 = 777.4 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 777.4 - 240.0 = 537.4 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 703.4 × 474.5 × 1,120,800.0 / (7.0 × 160,059,107,877.1) = 3.339E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 333,861.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 3.339E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 333,861.4 × 657.4 = 2.195E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 703.427×594.5/(160,059,107,877.1×7.0) = 0.373 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 703.427×354.5/(160,059,107,877.1×7.0) = 0.223 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (333,861.4/207,617.1 + -0.006 \times 219,483,194.6 \times 777.4/134,704,036,278.1)$

$- 13,902.0 \times 0.373 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.259}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (333,861.4/207,617.1 + -0.006 \times 219,483,194.6 \times 537.4/134,704,036,278.1)$

$- 13,902.0 \times 0.223 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.108}$ MPa

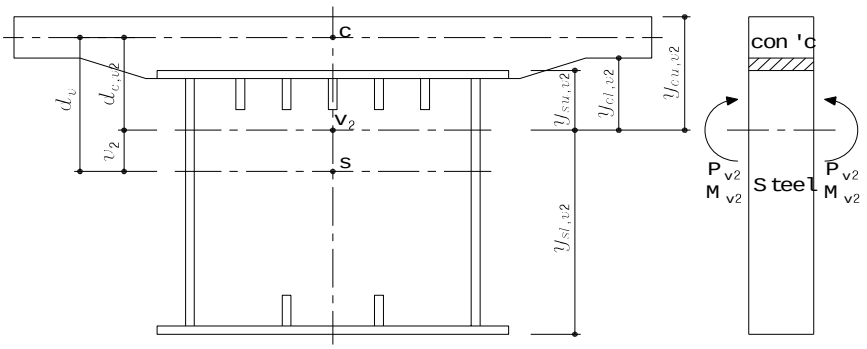
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 333,861.4/207,617.1 + -0.006 \times 219,483,194.6 \times 499.4/134,704,036,278.1 = \mathbf{1.604}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 333,861.4/207,617.1 + -0.006 \times 219,483,194.6 \times -1,324.6/134,704,036,278.1 = \mathbf{1.620}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 127,560.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.809E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,120,800.0/21.0)×1,070.0 / 180,931.4 = 315.6 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,070.0 - 315.6 = 754.4 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×315.6²) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 × 754.4²) = 1.213E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 912.0 - 315.6 = 596.4 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -912.0 - 315.6 = -1,227.6 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 754.4 + 240.0 / 2 = 874.4 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 874.4 - 240.0 = 634.4 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,120,800.0 / 21.0 = 2.954E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,954,108.6 × 874.4 = 2.228E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,954,108.6/180,931.4 + -0.006×2,228,490,201.0×874.4/121,341,729,844.2) - 9,761.9×0.000270 = **-1.863** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,954,108.6/180,931.4 + -0.006×2,228,490,201.0×874.4/121,341,729,844.2) - 9,761.9×0.000270 = **-1.861** MPa

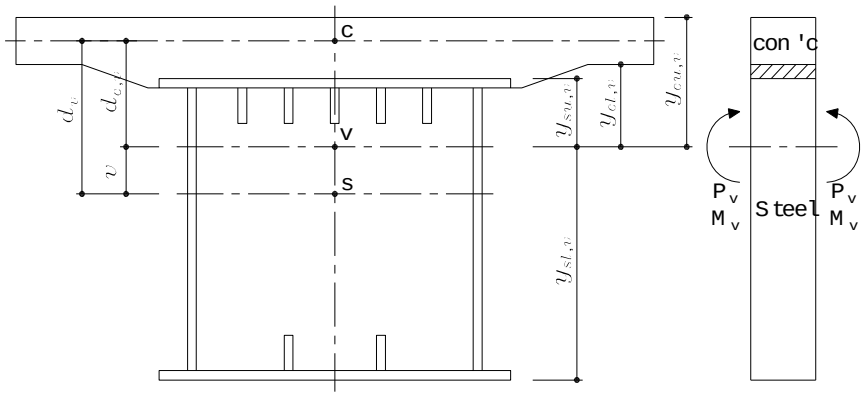
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/180,931.4 + -0.006×2,228,490,201.0×596.4/121,341,729,844.2 = **16.266** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/180,931.4 + -0.006×2,228,490,201.0×-1,227.6/121,341,729,844.2 = **16.453** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,120,800.0 / 7.0 = 3.939E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,938,811.4 × 474.5 = 1.869E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/287,674.3 + −0.006×1,868,798,316.5×594.5/160,059,107,877.1)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.386** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/287,674.3 + −0.006×1,868,798,316.5×354.5/160,059,107,877.1)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.384** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/287,674.3+−0.006×1,868,798,316.5×316.5/160,059,107,877.1 = **13.671** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/287,674.3+−0.006×1,868,798,316.5×−1,507.5/160,059,107,877.1 = **13.790** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,367.338/43,200.0 + 201.935/104,893,056.0 + 751.048/105,885,421.7 = 40.670$ MPa

※ υ = 40.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 883.425/43,200.0 + 201.935/104,893,056.0 + 250.148/105,885,421.7 = 24.737$ MPa

※ υ = 24.7 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,369.061/43,200.0 + 201.935/104,893,056.0 + 844.973/105,885,421.7 = 41.596$ MPa

※ υ = 41.6 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	20.998	-20.998	166.433	215.000
1+2+3	1.862	1.111	10.800	10.800	27.938	-54.060	215.000	215.000
1+2+3+5	1.604	1.003	10.800	10.800	29.541	-52.440	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.259	-0.859	1.890	1.890	45.807	-35.987	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.645	-2.243	2.174	2.174	59.479	-22.196	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.127	0.525	12.420	12.420	32.136	-49.777	279.500	247.250
1+2+4	0.392	0.234	12.960	12.960	22.460	-27.963	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.872	1.116	13.500	13.500	27.974	-54.230	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.613	1.008	13.500	13.500	29.577	-52.610	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.249	-0.853	2.363	2.363	45.843	-36.157	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.635	-2.237	2.552	2.552	59.514	-22.366	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.137	0.531	14.580	14.580	32.172	-49.947	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.016	0.010	0.106	0.106	0.122	0.115	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.017	0.063	0.106	0.106	0.123	0.169	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.014	0.059	0.106	0.106	0.120	0.165	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.034	0.028	0.106	0.106	0.140	0.134	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.045	0.008	0.106	0.106	0.151	0.114	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.013	0.041	0.106	0.106	0.119	0.146	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.008	0.012	0.027	0.027	0.035	0.039	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.011	0.041	0.071	0.071	0.082	0.112	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.012	0.038	0.071	0.071	0.083	0.109	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.029	0.018	0.071	0.071	0.100	0.089	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.042	0.006	0.071	0.071	0.113	0.077	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.012	0.030	0.071	0.071	0.083	0.100	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{59.479}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{40.670}{125.000}\right)^2 = 0.045 + 0.106 = 0.151 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-54.060}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{40.670}{125.000}\right)^2 = 0.063 + 0.106 = 0.169 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 20.998) = 3.20 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

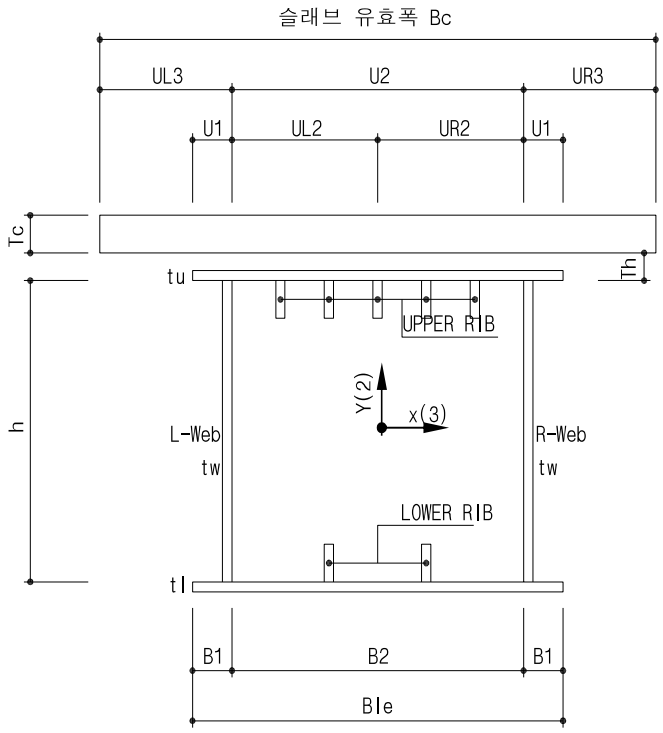
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	27.297	-27.297	355.000	O.K !!
1+2+3	3.687	2.198	16.200	O.K !!	41.036	-92.750	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.073	3.582	16.200	O.K !!	54.708	-106.540	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.428	2.090	16.200	O.K !!	42.640	-91.130	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.566	0.229	16.200	O.K !!	58.906	-74.676	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.180	-1.155	16.200	O.K !!	72.577	-60.886	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	2.952	1.613	16.200	O.K !!	45.235	-88.467	355.000	O.K !!
1+2+4	0.504	0.301	16.200	O.K !!	29.176	-36.250	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.697	2.204	16.200	O.K !!	41.072	-92.920	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.311	0.820	16.200	O.K !!	54.743	-79.129	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.438	2.096	16.200	O.K !!	42.676	-91.300	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.575	0.235	16.200	O.K !!	58.942	-74.846	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.189	-1.149	16.200	O.K !!	72.613	-61.056	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.961	1.619	16.200	O.K !!	45.270	-88.637	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 12] : 절점 56 로 부터 이격거리 4.243 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,670.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,008.906
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	916.099
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	50.184
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	2,986.501
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-650.889
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-270.043
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-3.239
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-510.692
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-497.770
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-111.209
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-294.835
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-987.603

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

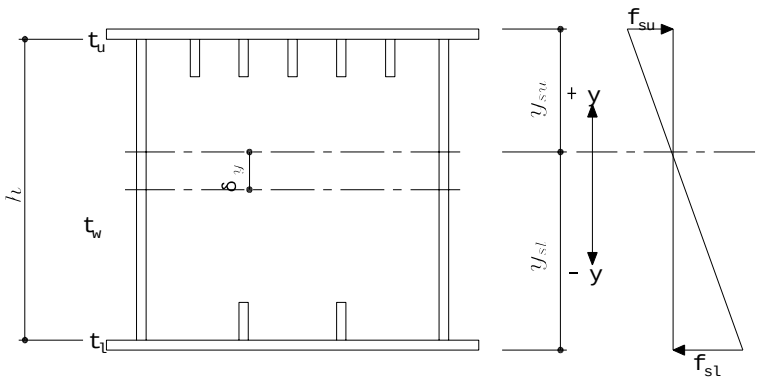
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-907.0	-3.352E+07	3.041E+10	6.037E+05
강재 단면 합계		132,840.0	-	-4.821E+06	7.070E+10	1.170E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,070.0	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09

※ A_s = 132,840.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,820,640.0 / 132,840.0 = -36.289 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - -36.289 = 948.289 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 14.0 + -36.289 } = -877.711 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,358,840.0 + 70,702,316,520.0 - 132,840.0 × -36.289² = 8.223E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,008.906×948.3/82,231,738,819.7 = **23.167** MPa

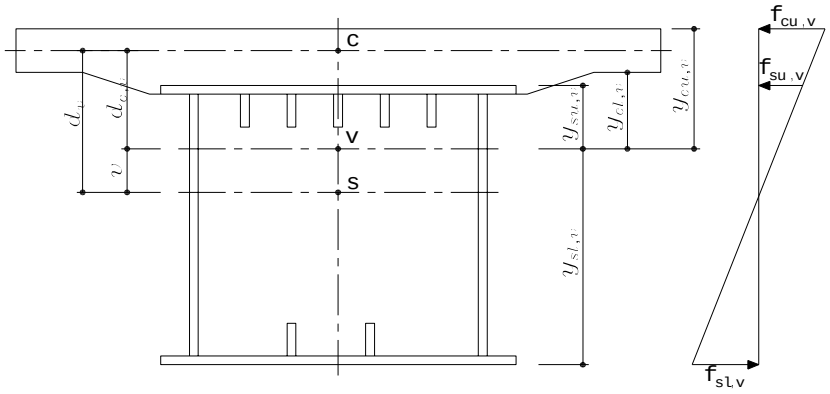
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,008.906×-877.7/82,231,738,819.7 = **-21.442** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.373E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 650.889 / 43,200.0 + 497.770 / (2 × 4,372,956.0 × 12.0) = **19.810** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,120,800.0 / 7.0 = 160,114.3 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,379,840,000.0 / 7.0 = 7.685E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 132,840.0 + 160,114.3 = 292,954.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 948.3 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,106.3 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,106.3 / 292,954.3 = 604.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,106.3 - 604.6 = 501.6 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 82,231,738,819.7+132,840.0×604.6² +768,548,571.4+160,114.3×501.6² = 1.719E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 948.3 - 604.6 = 343.6 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -877.7 - 604.6 = -1,482.4 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 501.6 + 240.0 / 2 = 621.6 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 621.6 - 240.0 = 381.6 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 916.099×343.6/171,858,246,943.5 = **1.832** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 916.099×-1,482.4/171,858,246,943.5 = **-7.902** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 916.099×621.6/(171,858,246,943.5×7.0) = **0.473** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 916.099×381.6/(171,858,246,943.5×7.0) = **0.291** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.414E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 270.043 / 43,200.0 + 111.209 / (2 × 4,414,304.6 × 12.0) = **7.301** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,986.501×343.6/171,858,246,943.5 = **5.972** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,986.501×-1,482.4/171,858,246,943.5 = **-25.760** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,986.501×621.6/(171,858,246,943.5×7.0) = **1.543** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,986.501×381.6/(171,858,246,943.5×7.0) = **0.947** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 510.692 / 43,200.0 + 987.603 / (2 × 4,414,304.6 × 12.0) = **21.144** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 50.184×343.6/171,858,246,943.5 = **0.100** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 50.184×-1,482.4/171,858,246,943.5 = **-0.433** MPa

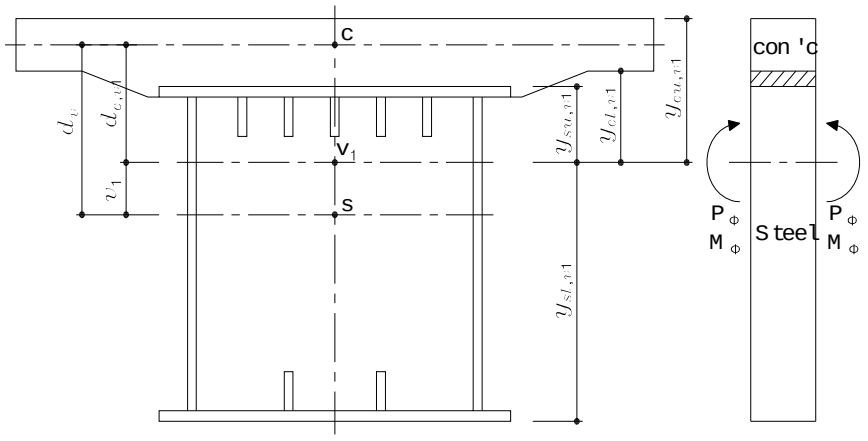
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 50.184×621.6/(171,858,246,943.5×7.0) = **0.026** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 50.184×381.6/(171,858,246,943.5×7.0) = **0.016** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 3.239 / 43,200.0 + 294.835 / (2 × 4,414,304.6 × 12.0) = **2.858** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.067 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 132,840.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 2.129E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,106.3 / 212,897.1 = 416.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,106.3 - 416.0 = 690.3 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (82,231,738,819.7 + 132,840.0×416.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 690.3²) = 1.438E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 948.3 - 416.0 = 532.3 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -877.7 - 416.0 = -1,293.7 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 690.3 + 240.0 / 2 = 810.3 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 810.3 - 240.0 = 570.3 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 916.1 × 501.6 × 1,120,800.0 / (7.0 × 171,858,246,943.5) = 4.282E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 428,153.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 4.282E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 428,153.9 × 690.3 = 2.955E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 916.099×621.6/(171,858,246,943.5×7.0) = 0.473 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 916.099×381.6/(171,858,246,943.5×7.0) = 0.291 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (428,153.9/212,897.1 + 0.067 \times 295,547,650.0 \times 810.3/143,751,920,617.7)$

$- 13,902.0 \times 0.473 \times 2.0/27,804.0 = -0.322$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (428,153.9/212,897.1 + 0.067 \times 295,547,650.0 \times 570.3/143,751,920,617.7)$

$- 13,902.0 \times 0.291 \times 2.0/27,804.0 = -0.141$ MPa

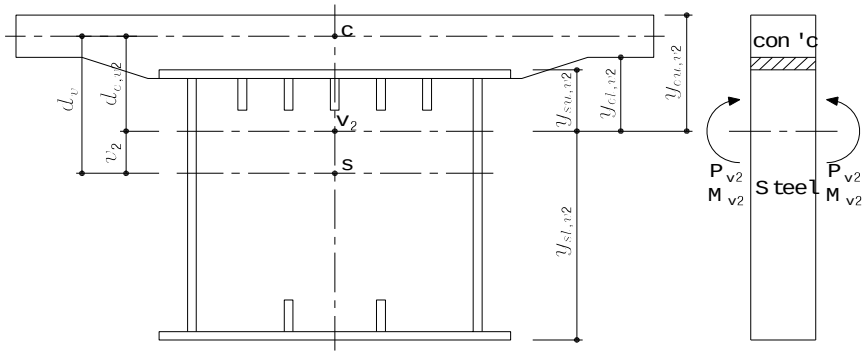
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 428,153.9/212,897.1 + 0.067 \times 295,547,650.0 \times 532.3/143,751,920,617.7 = 2.084$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 428,153.9/212,897.1 + 0.067 \times 295,547,650.0 \times -1,293.7/143,751,920,617.7 = 1.834$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 132,840.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.862E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,106.3 / 186,211.4 = 317.1$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,106.3 - 317.1 = 789.2$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (82,231,738,819.7 + 132,840.0\times317.1^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 \times 789.2^2) = 1.291E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 948.3 - 317.1 = 631.2$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -877.7 - 317.1 = -1,194.8$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 789.2 + 240.0 / 2 = 909.2$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 909.2 - 240.0 = 669.2$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,120,800.0 / 21.0 = 2.954E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,954,108.6 \times 909.2 = 2.331E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/186,211.4 + 0.067\times2,331,404,386.3\times909.2/129,086,064,211.9) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.828}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/186,211.4 + 0.067\times2,331,404,386.3\times909.2/129,086,064,211.9) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.842}$ MPa

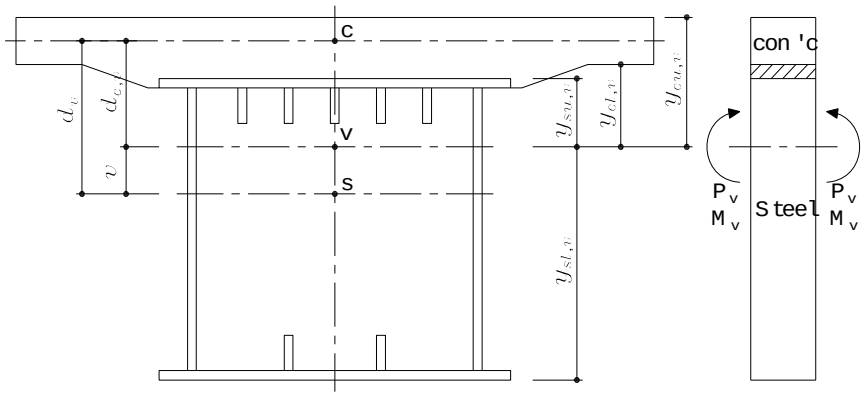
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/186,211.4 + 0.067\times2,331,404,386.3\times631.2/129,086,064,211.9 = \mathbf{16.623}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/186,211.4 + 0.067\times2,331,404,386.3\times-1,194.8/129,086,064,211.9 = \mathbf{14.428}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,120,800.0 / 7.0 = 3.939E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,938,811.4 × 501.6 = 1.976E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/292,954.3 + 0.067×1,975,890,267.0×621.6/171,858,246,943.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.348** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/292,954.3 + 0.067×1,975,890,267.0×381.6/171,858,246,943.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.374** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/292,954.3+0.067×1,975,890,267.0×343.6/171,858,246,943.5 = **13.708** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/292,954.3+0.067×1,975,890,267.0×-1,482.4/171,858,246,943.5 = **12.311** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,431.625/43,200.0 + 497.770/104,950,944.0 + 1,098.812/105,943,309.7 = 48.254$ MPa

※ υ = 48.3 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 924.172/43,200.0 + 497.770/104,950,944.0 + 406.044/105,943,309.7 = 29.968$ MPa

※ υ = 30.0 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,433.245/43,200.0 + 497.770/104,950,944.0 + 1,246.229/105,943,309.7 = 49.683$ MPa

※ υ = 49.7 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	23.167	-21.442	166.433	215.000
1+2+3	2.017	1.238	10.800	10.800	30.970	-55.104	215.000	215.000
1+2+3+5	1.695	1.097	10.800	10.800	33.054	-53.270	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.133	-0.745	1.890	1.890	49.677	-38.841	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.481	-2.119	2.174	2.174	63.385	-26.530	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.214	0.629	12.420	12.420	35.969	-51.153	279.500	247.250
1+2+4	0.499	0.307	12.960	12.960	25.099	-29.777	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.030	1.246	13.500	13.500	31.020	-55.320	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.708	1.105	13.500	13.500	33.104	-53.486	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.120	-0.737	2.363	2.363	49.727	-39.058	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.468	-2.111	2.552	2.552	63.435	-26.747	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.227	0.637	14.580	14.580	36.019	-51.369	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.019	0.010	0.149	0.149	0.168	0.159	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.021	0.066	0.149	0.149	0.170	0.215	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.018	0.061	0.149	0.149	0.167	0.210	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.040	0.033	0.149	0.149	0.189	0.182	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.051	0.012	0.149	0.149	0.200	0.161	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.017	0.043	0.149	0.149	0.166	0.192	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.009	0.013	0.040	0.040	0.049	0.053	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.013	0.042	0.101	0.101	0.114	0.143	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.015	0.040	0.101	0.101	0.116	0.141	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.034	0.021	0.101	0.101	0.135	0.122	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.048	0.008	0.101	0.101	0.149	0.110	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.015	0.031	0.101	0.101	0.117	0.132	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{63.385}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{48.254}{125.000}\right)^2 = 0.051 + 0.149 = 0.200 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-55.104}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{48.254}{125.000}\right)^2 = 0.066 + 0.149 = 0.215 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 23.167) = 3.05 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

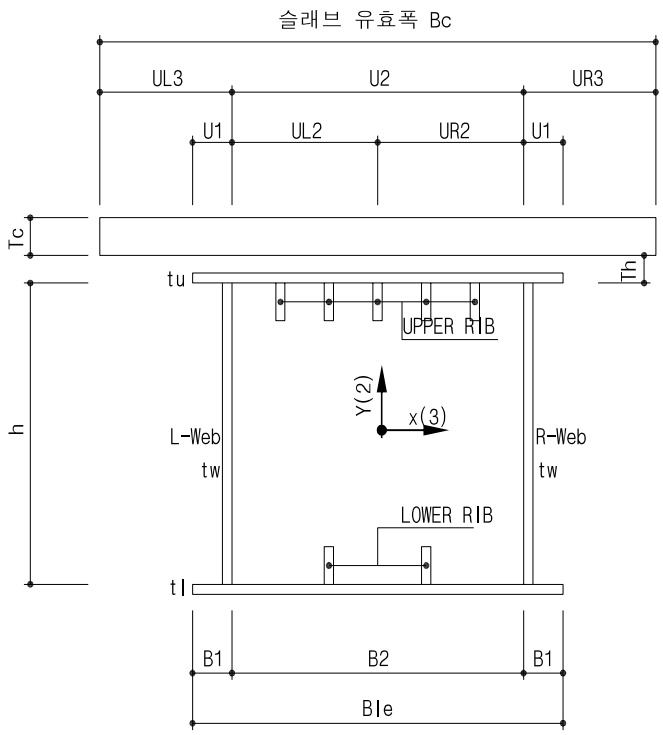
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	30.116	-27.875	355.000	O.K !!
1+2+3	3.933	2.415	16.200	O.K !!	45.337	-93.531	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.281	3.789	16.200	O.K !!	59.045	-105.842	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.612	2.273	16.200	O.K !!	47.421	-91.697	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.783	0.431	16.200	O.K !!	64.044	-77.268	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.436	-0.943	16.200	O.K !!	77.752	-64.957	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.131	1.805	16.200	O.K !!	50.336	-89.580	355.000	O.K !!
1+2+4	0.641	0.394	16.200	O.K !!	32.598	-38.580	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.946	2.423	16.200	O.K !!	45.387	-93.748	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.599	1.049	16.200	O.K !!	59.095	-81.436	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.625	2.281	16.200	O.K !!	47.471	-91.913	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.796	0.439	16.200	O.K !!	64.094	-77.485	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.448	-0.935	16.200	O.K !!	77.802	-65.174	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.144	1.813	16.200	O.K !!	50.386	-89.796	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 13] : 절점 21 로 부터 이격거리 3.120 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	5,920.058
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,439.428
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	71.681
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,322.773
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-268.562
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-110.137
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-2.942
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-401.489
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-254.231
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-53.604
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-79.306
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-534.668

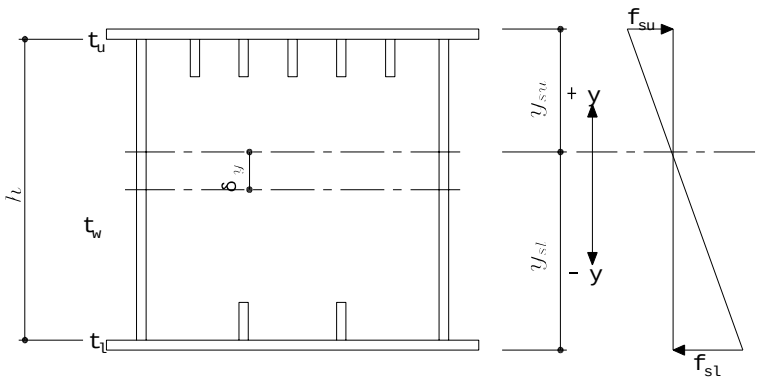
< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		121,260.0	-	5.198E+06	6.201E+10	1.169E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
※ A_s = 121,260.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2						

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 5,197,500.0 / 121,260.0 = 42.862 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 42.862 = 869.138 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 42.862 } = -954.862 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,692,322,820.0 + 62,013,356,460.0 - 121,260.0 × 42.862² = 7.348E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 5,920.058×869.1/73,482,901,725.6 = **70.021** MPa

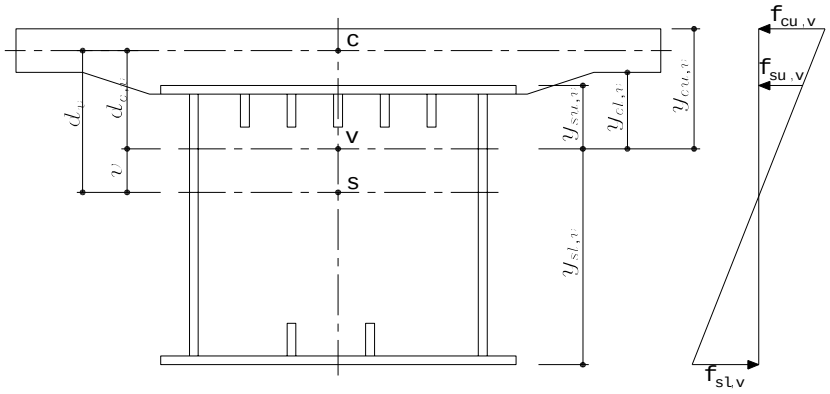
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 5,920.058×-954.9/73,482,901,725.6 = **-76.927** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 268.562 / 43,200.0 + 254.231 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **8.640** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 121,260.0 + 154,285.7 = 275,545.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 869.1 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,027.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,027.1 / 275,545.7 = 575.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,027.1 - 575.1 = 452.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 73,482,901,725.6+121,260.0×575.1² +740,571,428.6+154,285.7×452.0² = 1.459E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 869.1 - 575.1 = 294.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -954.9 - 575.1 = -1,530.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 452.0 + 240.0 / 2 = 572.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 572.0 - 240.0 = 332.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,439.428×294.0/145,855,433,460.9 = **4.917** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,439.428×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-25.589** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,439.428×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **1.367** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,439.428×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.793** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 110.137 / 43,200.0 + 53.604 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **3.056** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,322.773×294.0/145,855,433,460.9 = **8.714** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,322.773×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-45.345** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,322.773×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **2.422** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,322.773×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **1.406** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 401.489 / 43,200.0 + 534.668 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **14.343** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 71.681×294.0/145,855,433,460.9 = **0.144** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 71.681×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-0.752** MPa

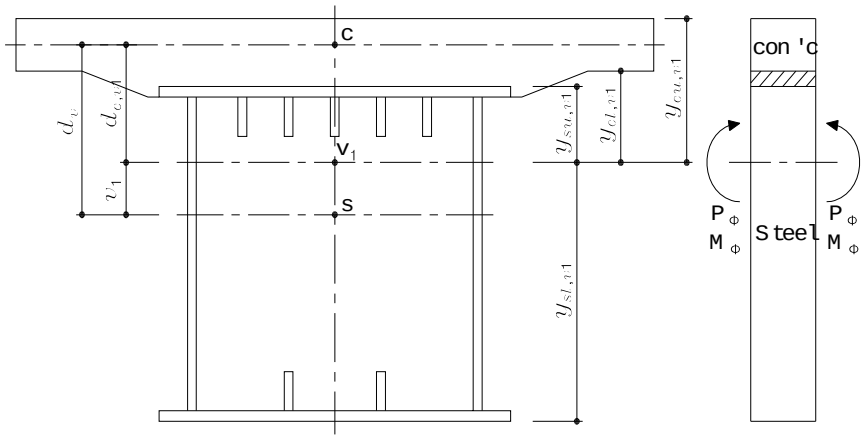
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 71.681×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.040** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 71.681×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.023** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 2.942 / 43,200.0 + 79.306 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.817** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.006 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 121,260.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.984E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,027.1 / 198,402.9 = 399.4 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,027.1 - 399.4 = 627.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (73,482,901,725.6 + 121,260.0×399.4²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 627.8²) = 1.236E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 869.1 - 399.4 = 469.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -954.9 - 399.4 = -1,354.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 627.8 + 240.0 / 2 = 747.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 747.8 - 240.0 = 507.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,439.4 × 452.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 145,855,433,460.9) = 1.166E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 1,166,389.6 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.166E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 1,166,389.6 × 627.8 = 7.322E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,439.428×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = 1.367 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,439.428×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = 0.793 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,166,389.6/198,402.9 + -0.006 \times 732,220,480.9 \times 747.8/123,595,111,403.6)$

$- 13,902.0 \times 1.367 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.949}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,166,389.6/198,402.9 + -0.006 \times 732,220,480.9 \times 507.8/123,595,111,403.6)$

$- 13,902.0 \times 0.793 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.375}$ MPa

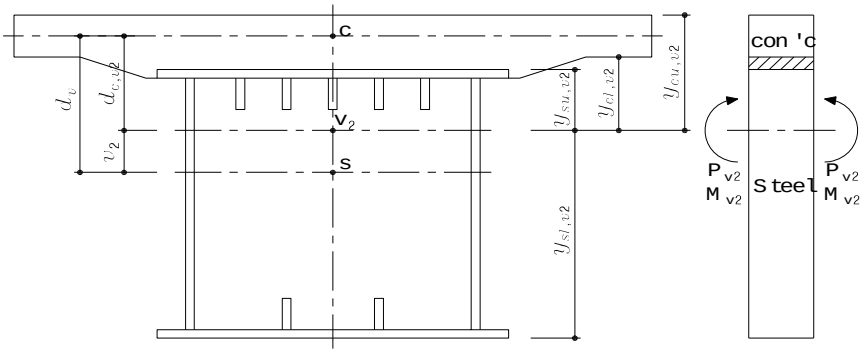
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,166,389.6/198,402.9 + -0.006 \times 732,220,480.9 \times 469.8/123,595,111,403.6 = \mathbf{5.862}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,166,389.6/198,402.9 + -0.006 \times 732,220,480.9 \times -1,354.2/123,595,111,403.6 = \mathbf{5.927}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 121,260.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.727E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,080,000.0/21.0)×1,027.1 / 172,688.6 = 305.9 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,027.1 - 305.9 = 721.2 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (73,482,901,725.6 + 121,260.0×305.9²) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 × 721.2²) = 1.118E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 869.1 - 305.9 = 563.2 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -954.9 - 305.9 = -1,260.8 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 721.2 + 240.0 / 2 = 841.2 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 841.2 - 240.0 = 601.2 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,846,571.4 × 841.2 = 2.053E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,846,571.4/172,688.6 + -0.006×2,053,074,277.6×841.2/111,828,940,350.9) - 9,761.9×0.000270 = **-1.855** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,846,571.4/172,688.6 + -0.006×2,053,074,277.6×841.2/111,828,940,350.9) - 9,761.9×0.000270 = **-1.854** MPa

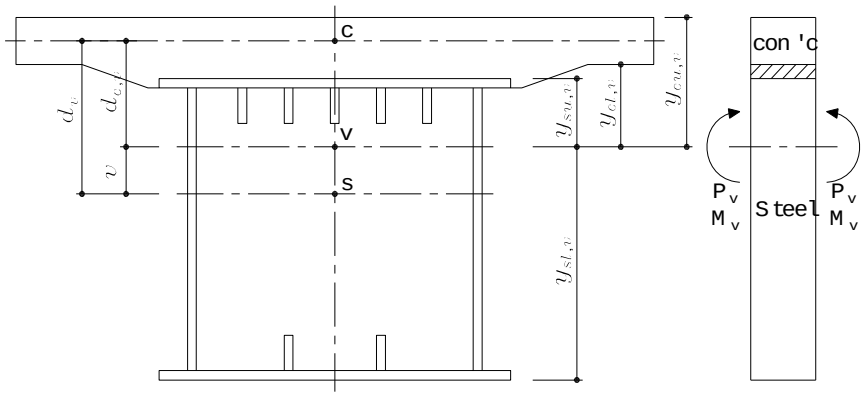
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,846,571.4/172,688.6 + -0.006×2,053,074,277.6×563.2/111,828,940,350.9 = **16.422** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,846,571.4/172,688.6 + -0.006×2,053,074,277.6×-1,260.8/111,828,940,350.9 = **16.622** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.
- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 452.0 = 1.716E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/275,545.7 + −0.006×1,715,589,322.8×572.0/145,855,433,460.9)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.374** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/275,545.7 + −0.006×1,715,589,322.8×332.0/145,855,433,460.9)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.372** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/275,545.7+−0.006×1,715,589,322.8×294.0/145,855,433,460.9 = **13.754** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/275,545.7+−0.006×1,715,589,322.8×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **13.882** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 780.188/43,200.0 + 254.231/104,893,056.0 + 588.272/105,885,421.7 = 26.039$ MPa

※ υ = 26.0 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 381.641/43,200.0 + 254.231/104,893,056.0 + 132.911/105,885,421.7 = 12.513$ MPa

※ υ = 12.5 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 781.659/43,200.0 + 254.231/104,893,056.0 + 627.925/105,885,421.7 = 26.448$ MPa

※ υ = 26.4 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	70.021	-76.927	166.433	215.000
1+2+3	3.789	2.199	10.800	10.800	83.652	-147.861	215.000	215.000
1+2+3+5	2.840	1.824	10.800	10.800	89.514	-141.934	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.985	-0.030	10.800	1.890	105.936	-125.312	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.390	-1.402	2.174	2.174	119.690	-111.430	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.359	1.343	12.420	12.420	92.183	-139.194	279.500	247.250
1+2+4	1.407	0.817	12.960	12.960	75.083	-103.268	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.809	2.211	13.500	13.500	83.724	-148.237	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.860	1.836	13.500	13.500	89.587	-142.310	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.005	-0.018	13.500	2.363	106.009	-125.688	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.370	-1.390	2.552	2.552	119.762	-111.806	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.379	1.354	14.580	14.580	92.255	-139.570	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.177	0.128	0.043	0.043	0.220	0.171	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.151	0.473	0.043	0.043	0.195	0.516	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.131	0.436	0.043	0.043	0.174	0.479	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.184	0.340	0.043	0.043	0.227	0.383	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.183	0.203	0.043	0.043	0.227	0.247	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.109	0.317	0.043	0.043	0.152	0.360	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.085	0.160	0.007	0.007	0.092	0.167	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.097	0.304	0.029	0.029	0.126	0.333	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.111	0.280	0.029	0.029	0.140	0.309	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.156	0.219	0.029	0.029	0.184	0.247	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.170	0.148	0.029	0.029	0.199	0.177	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.101	0.231	0.029	0.029	0.130	0.260	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{105.936}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{26.039}{125.000}\right)^2 = 0.184 + 0.043 = 0.227 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-147.861}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{26.039}{125.000}\right)^2 = 0.473 + 0.043 = 0.516 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 70.021) = 1.75 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

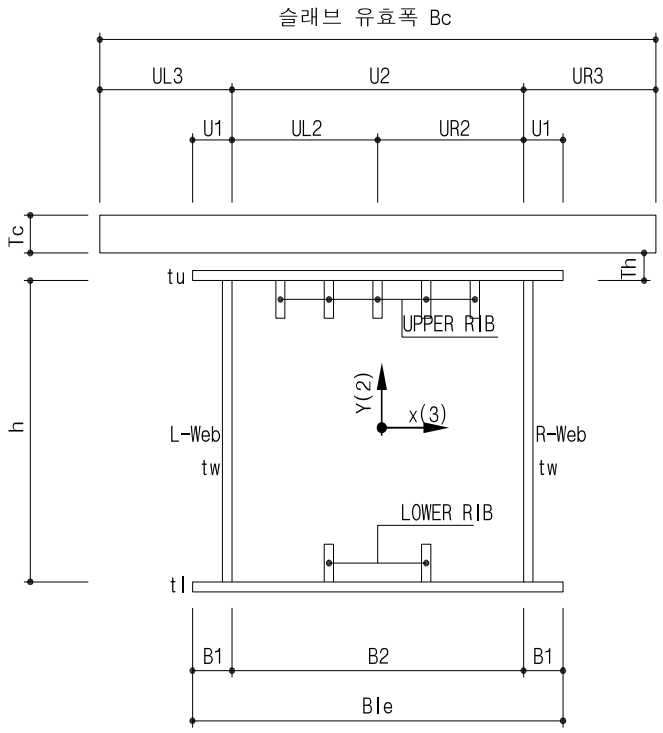
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	91.027	-100.005	355.000	O.K !!
1+2+3	6.984	4.054	16.200	O.K !!	116.155	-230.762	355.000	O.K !!
1+2+3+7	8.358	5.426	16.200	O.K !!	129.908	-244.644	355.000	O.K !!
1+2+3+5	6.035	3.679	16.200	O.K !!	122.017	-224.835	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.180	1.825	16.200	O.K !!	138.439	-208.213	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.805	0.453	16.200	O.K !!	152.192	-194.331	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	5.554	3.197	16.200	O.K !!	124.685	-222.095	355.000	O.K !!
1+2+4	1.817	1.055	16.200	O.K !!	97.564	-134.023	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	7.004	4.065	16.200	O.K !!	116.227	-231.138	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	5.629	2.693	16.200	O.K !!	129.980	-217.256	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	6.055	3.691	16.200	O.K !!	122.089	-225.211	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.200	1.837	16.200	O.K !!	138.511	-208.589	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.825	0.465	16.200	O.K !!	152.264	-194.707	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.574	3.209	16.200	O.K !!	124.757	-222.471	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 14] : 절점 23 로 부터 이격거리 4.368 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	6,242.008
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,504.896
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	67.543
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,404.962
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	213.322
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	96.377
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	9.989
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	428.461
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	127.177
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	76.404
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	27.235
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	382.085

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

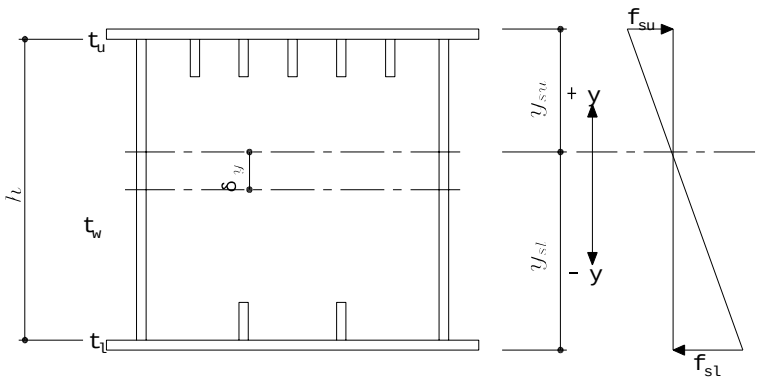
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-825.0	-3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		121,260.0	-	5.198E+06	6.201E+10	1.169E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 121,260.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 5,197,500.0 / 121,260.0 = 42.862 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 42.862 = 869.138 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 42.862 } = -954.862 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,692,322,820.0 + 62,013,356,460.0 - 121,260.0 × 42.862² = 7.348E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 6,242.008×869.1/73,482,901,725.6 = **73.829** MPa

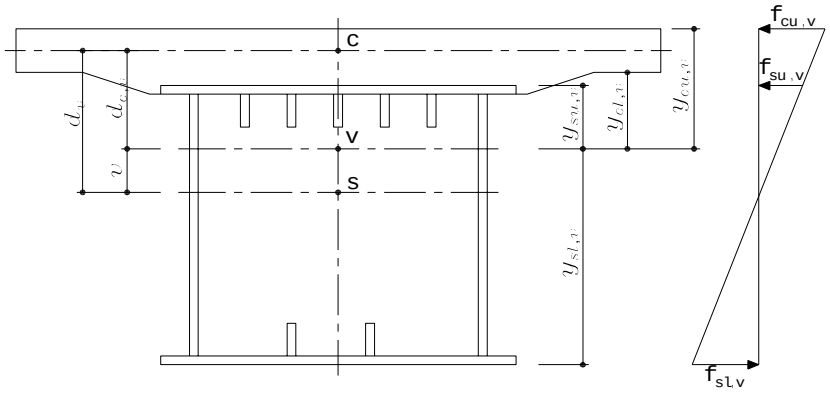
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 6,242.008×-954.9/73,482,901,725.6 = **-81.111** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 213.322 / 43,200.0 + 127.177 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **6.150** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 121,260.0 + 154,285.7 = 275,545.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 869.1 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,027.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,027.1 / 275,545.7 = 575.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,027.1 - 575.1 = 452.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 73,482,901,725.6+121,260.0×575.1² +740,571,428.6+154,285.7×452.0² = 1.459E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 869.1 - 575.1 = 294.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -954.9 - 575.1 = -1,530.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 452.0 + 240.0 / 2 = 572.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 572.0 - 240.0 = 332.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,504.896×294.0/145,855,433,460.9 = **5.049** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,504.896×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-26.276** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,504.896×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **1.403** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,504.896×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.815** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 96.377 / 43,200.0 + 76.404 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **2.953** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,404.962×294.0/145,855,433,460.9 = **8.879** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,404.962×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-46.207** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,404.962×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **2.468** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,404.962×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **1.432** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 428.461 / 43,200.0 + 382.085 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **13.527** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 67.543×294.0/145,855,433,460.9 = **0.136** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 67.543×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **-0.709** MPa

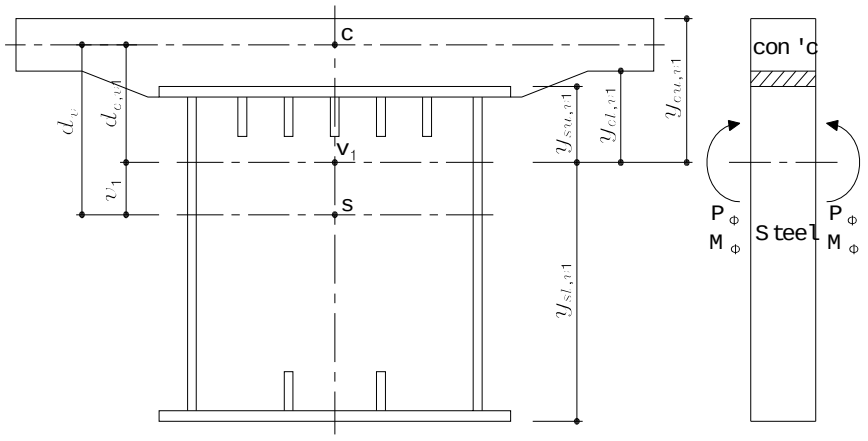
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 67.543×572.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.038** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 67.543×332.0/(145,855,433,460.9×7.0) = **0.022** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 9.989 / 43,200.0 + 27.235 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.488** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.099 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n\cdot(1+\phi_1/2)$	$= 7.0\times(1+2.0/2)$	=	14.000	
$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$	$= 121,260.0 + 1,080,000.0 / 14.0$	=	1.984E+05	mm^2
$v_1 = (A_{c1}/n_1)\times d_v / A_{v1}$	$= (1,080,000.0/14.0)\times 1,027.1 / 198,402.9$	=	399.4	mm
$d_{c,v1} = d_v - v_1$	$= 1,027.1 - 399.4$	=	627.8	mm
$I_{v1} = (I_s + A_s\cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1\cdot d_{c,v1}^2)$				
	$= (73,482,901,725.6 + 121,260.0\times 399.4^2) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 \times 627.8^2)$	=	1.236E+11	mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$	$= 869.1 - 399.4$	=	469.8	mm
$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$	$= -954.9 - 399.4$	=	-1,354.2	mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$	$= 627.8 + 240.0 / 2$	=	747.8	mm
$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$	$= 747.8 - 240.0$	=	507.8	mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc}\cdot d_{c,v}\cdot A_{c1}/(n\cdot I_v)$

$= 2,504.9 \times 452.0 \times 1,080,000.0 / (7.0 \times 145,855,433,460.9)$ = 1.198E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c\cdot 2\cdot\phi_1 / (2+\phi_1)$ $= 1,197,692.5 \times 2 \times 2.0 / (2+2.0)$ = 1.198E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ $= 1,197,692.5 \times 627.8$ = 7.519E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ $= 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2)$ = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc}\cdot y_{cu,v} / (I_v\cdot n)$	$= 2,504.896\times 572.0/(145,855,433,460.9\times 7.0)$	=	1.403	MPa
$f_{cl,v} = M_{sc}\cdot y_{sl,v} / (I_v\cdot n)$	$= 2,504.896\times 332.0/(145,855,433,460.9\times 7.0)$	=	0.815	MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,197,692.5/198,402.9 + -0.099 \times 751,871,400.4 \times 747.8/123,595,111,403.6)$

$- 13,902.0 \times 1.403 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-1.004}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,197,692.5/198,402.9 + -0.099 \times 751,871,400.4 \times 507.8/123,595,111,403.6)$

$- 13,902.0 \times 0.815 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.405}$ MPa

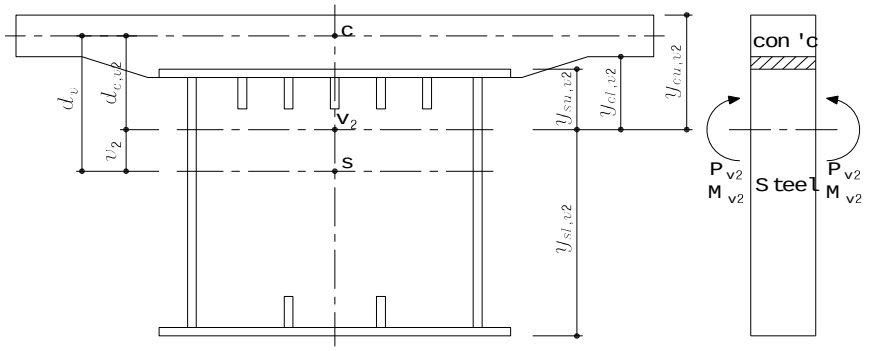
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,197,692.5/198,402.9 + -0.099 \times 751,871,400.4 \times 469.8/123,595,111,403.6 = \mathbf{5.754}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,197,692.5/198,402.9 + -0.099 \times 751,871,400.4 \times -1,354.2/123,595,111,403.6 = \mathbf{6.851}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 121,260.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.727E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,080,000.0/21.0)×1,027.1 / 172,688.6 = 305.9 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,027.1 - 305.9 = 721.2 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (73,482,901,725.6 + 121,260.0×305.9²) + (5,184,000,000.0/21.0

+ 1,080,000.0/21.0 × 721.2²) = 1.118E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 869.1 - 305.9 = 563.2 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -954.9 - 305.9 = -1,260.8 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 721.2 + 240.0 / 2 = 841.2 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 841.2 - 240.0 = 601.2 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2}$ = 2,846,571.4 × 841.2 = 2.053E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,846,571.4/172,688.6 + -0.099×2,053,074,277.6×841.2/111,828,940,350.9)

- 9,761.9×0.000270 = **-1.923** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,846,571.4/172,688.6 + -0.099×2,053,074,277.6×841.2/111,828,940,350.9)

- 9,761.9×0.000270 = **-1.903** MPa

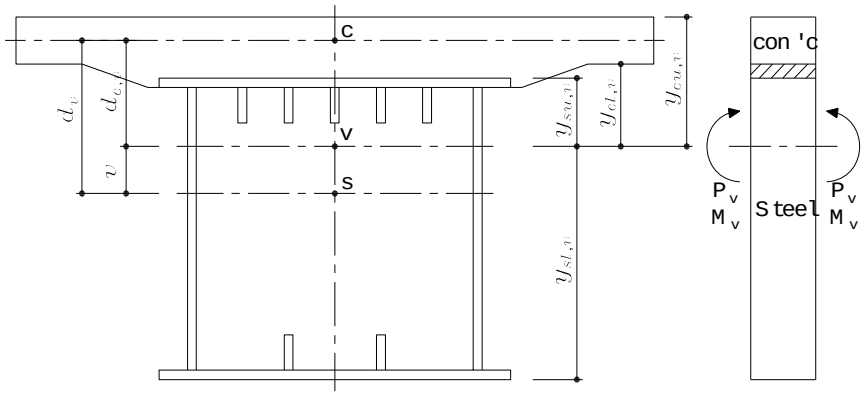
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,846,571.4/172,688.6 + -0.099×2,053,074,277.6×563.2/111,828,940,350.9 = **15.461** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,846,571.4/172,688.6 + -0.099×2,053,074,277.6×-1,260.8/111,828,940,350.9 = **18.772** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 452.0 = 1.716E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/275,545.7 + -0.099×1,715,589,322.8×572.0/145,855,433,460.9)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.464** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/275,545.7 + -0.099×1,715,589,322.8×332.0/145,855,433,460.9)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.424** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/275,545.7+-0.099×1,715,589,322.8×294.0/145,855,433,460.9 = **13.432** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/275,545.7+-0.099×1,715,589,322.8×-1,530.0/145,855,433,460.9 = **15.553** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 738.160/43,200.0 + 127.177/104,893,056.0 + 458.489/105,885,421.7 = 22.630$ MPa

※ υ = 22.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 319.688/43,200.0 + 127.177/104,893,056.0 + 103.639/105,885,421.7 = 9.591$ MPa

※ υ = 9.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 743.155/43,200.0 + 127.177/104,893,056.0 + 472.106/105,885,421.7 = 22.874$ MPa

※ υ = 22.9 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i\cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 166.4 MPa

$b / 80.0 \cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 198.0 MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck}$ = 10.800 MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck}$ = 1.890 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	73.829	-81.111	166.433	215.000
1+2+3	3.871	2.247	10.800	10.800	87.758	-153.593	215.000	215.000
1+2+3+5	2.867	1.842	10.800	10.800	93.512	-146.742	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.943	-0.061	10.800	1.890	108.973	-127.970	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.520	-1.485	2.174	2.174	122.406	-112.416	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.407	1.363	12.420	12.420	95.541	-143.523	279.500	247.250
1+2+4	1.441	0.837	12.960	12.960	79.014	-108.095	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.890	2.258	13.500	13.500	87.826	-153.948	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.886	1.853	13.500	13.500	93.580	-147.096	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.962	-0.050	13.500	2.363	109.041	-128.324	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.501	-1.474	2.552	2.552	122.474	-112.771	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.426	1.374	14.580	14.580	95.609	-143.878	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.197	0.142	0.033	0.033	0.230	0.175	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.167	0.510	0.033	0.033	0.199	0.543	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.143	0.466	0.033	0.033	0.176	0.499	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.194	0.354	0.033	0.033	0.227	0.387	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.192	0.207	0.033	0.033	0.225	0.239	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.117	0.337	0.033	0.033	0.150	0.370	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.094	0.176	0.004	0.004	0.098	0.180	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.107	0.328	0.021	0.021	0.128	0.350	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.121	0.300	0.021	0.021	0.143	0.321	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.165	0.228	0.021	0.021	0.186	0.249	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.178	0.151	0.021	0.021	0.199	0.172	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.109	0.246	0.021	0.021	0.130	0.267	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{73.829}{166.433}\right)^2 + \left(\frac{22.630}{125.000}\right)^2 = 0.197 + 0.033 = 0.230 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-153.593}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{22.630}{125.000}\right)^2 = 0.510 + 0.033 = 0.543 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 73.829) = 1.71 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

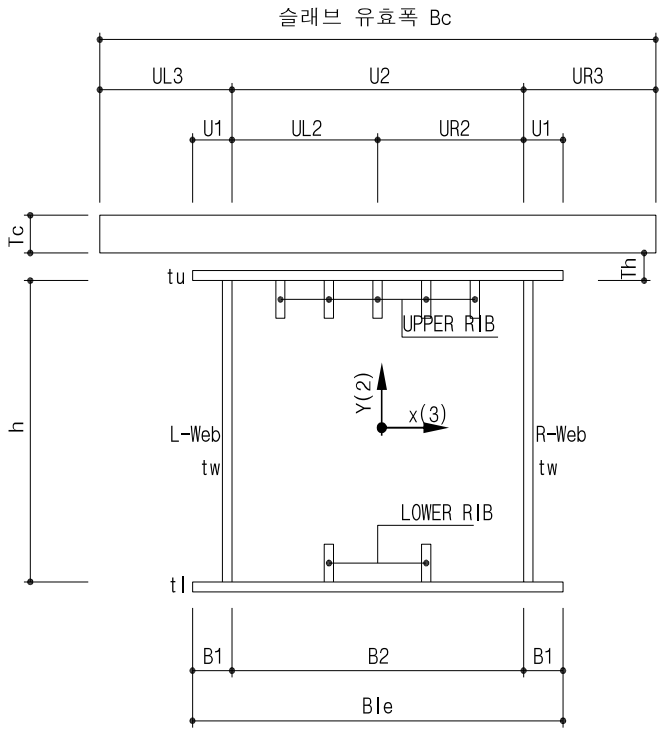
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	95.978	-105.444	355.000	O.K !!
1+2+3	7.130	4.139	16.200	O.K !!	121.633	-238.947	355.000	O.K !!
1+2+3+7	8.594	5.563	16.200	O.K !!	135.065	-254.501	355.000	O.K !!
1+2+3+5	6.126	3.734	16.200	O.K !!	127.387	-232.096	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.203	1.831	16.200	O.K !!	142.848	-213.324	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.739	0.407	16.200	O.K !!	156.281	-197.770	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	5.666	3.255	16.200	O.K !!	129.416	-228.877	355.000	O.K !!
1+2+4	1.862	1.081	16.200	O.K !!	102.678	-140.311	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	7.149	4.150	16.200	O.K !!	121.701	-239.302	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	5.686	2.726	16.200	O.K !!	135.133	-223.748	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	6.145	3.744	16.200	O.K !!	127.455	-232.450	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.222	1.842	16.200	O.K !!	142.916	-213.678	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.758	0.418	16.200	O.K !!	156.349	-198.125	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.685	3.266	16.200	O.K !!	129.484	-229.232	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 15] : 절점 62 로 부터 이격거리 4.243 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,670.0	mm
UL3	=	1,100.0	mm
UR3	=	1,170.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,913.314
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	745.586
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	44.492
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,209.846
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	657.557
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	282.778
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	8.768
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	542.600
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	457.192
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	19.855
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	210.325
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	887.980

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

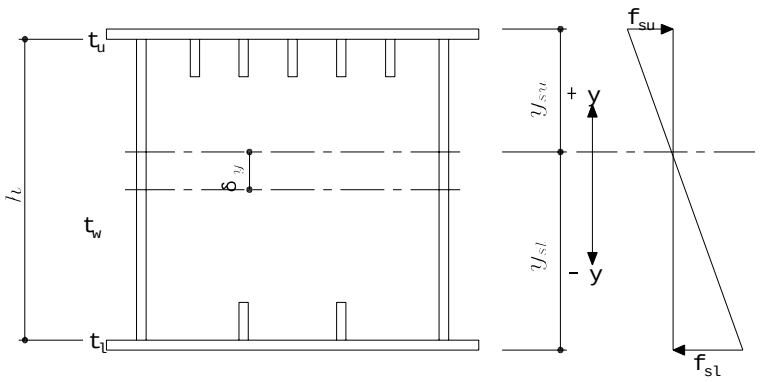
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-908.0	-3.835E+07	3.483E+10	9.011E+05
강재 단면 합계		138,120.0	-	-9.652E+06	7.512E+10	1.170E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,070.0	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.199E+09	1.283E+12	5.380E+09

※ A_s = 138,120.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -9,651,840.0 / 138,120.0 = -69.880 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - -69.880 = 981.880 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 16.0 + -69.880 } = -846.120 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,656,280.0 + 75,122,568,840.0 - 138,120.0 × -69.880² = 8.615E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 1,913.314×981.9/86,152,753,534.5 = **21.806** MPa

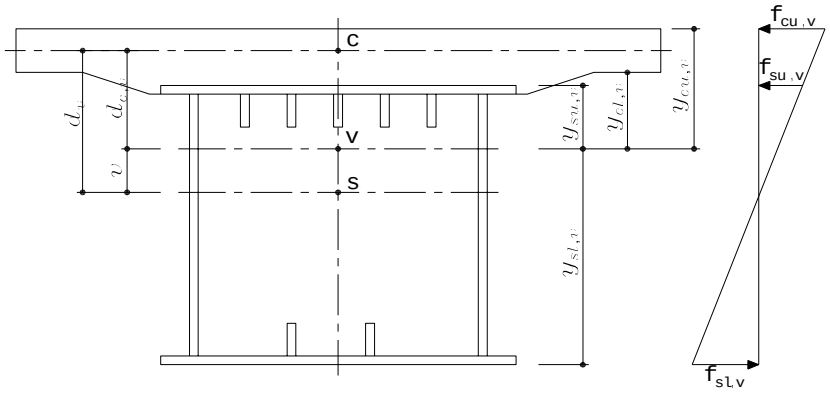
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 1,913.314×-846.1/86,152,753,534.5 = **-18.791** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.375E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 657.557 / 43,200.0 + 457.192 / (2 × 4,375,368.0 × 12.0) = **19.575** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,120,800.0 / 7.0 = 160,114.3 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,379,840,000.0 / 7.0 = 7.685E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 138,120.0 + 160,114.3 = 298,234.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 981.9 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,139.9 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,139.9 / 298,234.3 = 612.0 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,139.9 - 612.0 = 527.9 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 86,152,753,534.5+138,120.0×612.0² +768,548,571.4+160,114.3×527.9² = 1.833E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 981.9 - 612.0 = 369.9 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -846.1 - 612.0 = -1,458.1 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 527.9 + 240.0 / 2 = 647.9 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 647.9 - 240.0 = 407.9 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 745.586×369.9/183,270,350,431.1 = **1.505** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 745.586×-1,458.1/183,270,350,431.1 = **-5.932** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 745.586×647.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **0.377** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 745.586×407.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **0.237** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.417E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 282.778 / 43,200.0 + 19.855 / (2 × 4,416,716.6 × 12.0) = **6.733** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,209.846×369.9/183,270,350,431.1 = **6.479** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,209.846×-1,458.1/183,270,350,431.1 = **-25.537** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,209.846×647.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **1.621** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,209.846×407.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **1.021** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 542.600 / 43,200.0 + 887.980 / (2 × 4,416,716.6 × 12.0) = **20.937** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 44.492×369.9/183,270,350,431.1 = **0.090** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 44.492×-1,458.1/183,270,350,431.1 = **-0.354** MPa

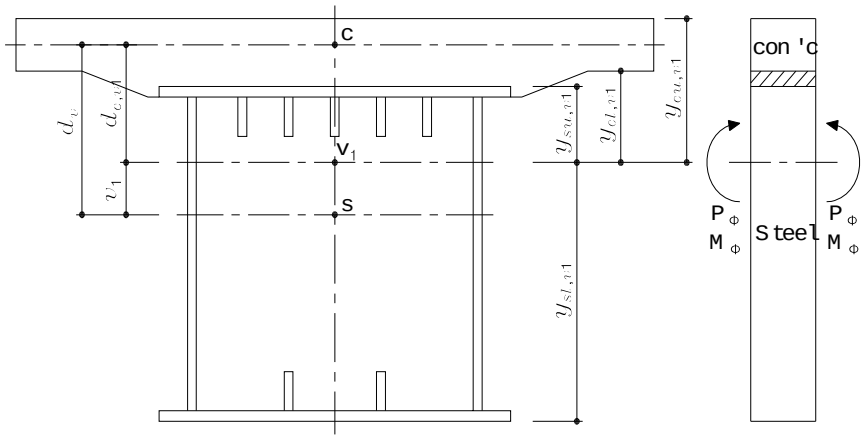
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 44.492×647.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **0.022** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 44.492×407.9/(183,270,350,431.1×7.0) = **0.014** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 8.768 / 43,200.0 + 210.325 / (2 × 4,416,716.6 × 12.0) = **2.187** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.182 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 138,120.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 2.182E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,139.9 / 218,177.1 = 418.3 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,139.9 - 418.3 = 721.6 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (86,152,753,534.5 + 138,120.0×418.3²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 721.6²) = 1.524E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 981.9 - 418.3 = 563.6 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -846.1 - 418.3 = -1,264.4 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 721.6 + 240.0 / 2 = 841.6 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 841.6 - 240.0 = 601.6 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 745.6 × 527.9 × 1,120,800.0 / (7.0 × 183,270,350,431.1) = 3.439E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 343,869.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 3.439E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 343,869.4 × 721.6 = 2.481E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 745.586×647.9/(183,270,350,431.1×7.0) = 0.377 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 745.586×407.9/(183,270,350,431.1×7.0) = 0.237 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (343,869.4/218,177.1 + -0.182 \times 248,141,882.1 \times 841.6/152,388,540,105.6)$

$- 13,902.0 \times 0.377 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.282}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (343,869.4/218,177.1 + -0.182 \times 248,141,882.1 \times 601.6/152,388,540,105.6)$

$- 13,902.0 \times 0.237 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.137}$ MPa

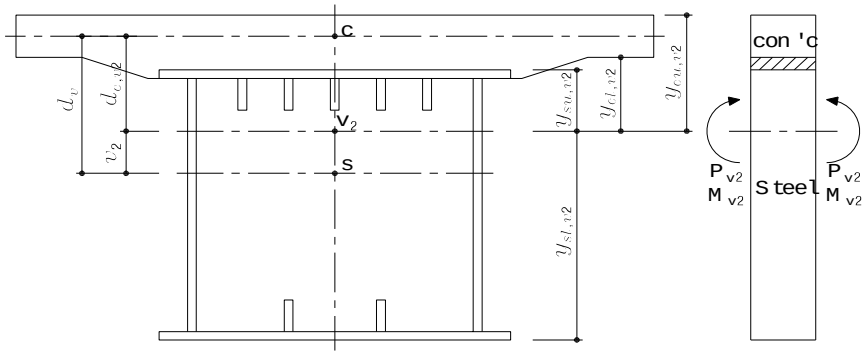
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 343,869.4/218,177.1 + -0.182 \times 248,141,882.1 \times 563.6/152,388,540,105.6 = \mathbf{1.409}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 343,869.4/218,177.1 + -0.182 \times 248,141,882.1 \times -1,264.4/152,388,540,105.6 = \mathbf{1.950}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2)$ = 7.0×(1 + 4.0/2) = 21.000

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 138,120.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.915E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,120,800.0/21.0)×1,139.9 / 191,491.4 = 317.7 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,139.9 - 317.7 = 822.2 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (86,152,753,534.5 + 138,120.0×317.7²) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 × 822.2²) = 1.364E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 981.9 - 317.7 = 664.2 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -846.1 - 317.7 = -1,163.8 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 822.2 + 240.0 / 2 = 942.2 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 942.2 - 240.0 = 702.2 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,120,800.0 / 21.0 = 2.954E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,954,108.6 × 942.2 = 2.429E+09 N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2$ = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,954,108.6/191,491.4 + -0.182×2,428,806,166.1×942.2/136,427,867,301.3) - 9,761.9×0.000270 = **-2.046** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

= (1/21.0)×(2,954,108.6/191,491.4 + -0.182×2,428,806,166.1×942.2/136,427,867,301.3) - 9,761.9×0.000270 = **-2.009** MPa

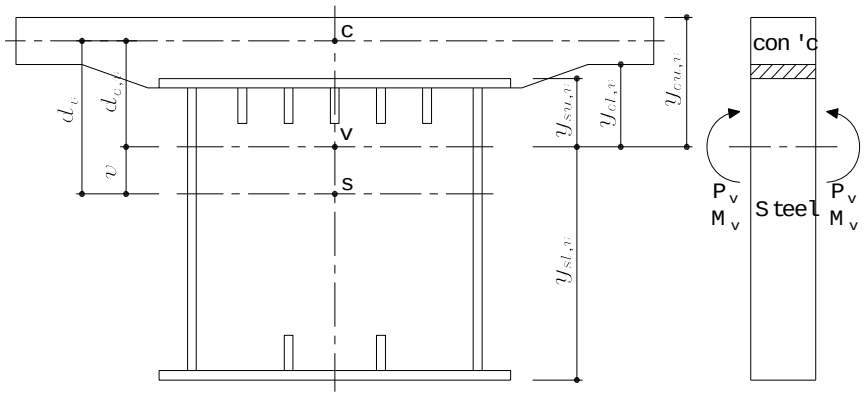
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/191,491.4 + -0.182×2,428,806,166.1×664.2/136,427,867,301.3 = **13.277** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/191,491.4 + -0.182×2,428,806,166.1×-1,163.8/136,427,867,301.3 = **19.194** MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,120,800.0 / 7.0 = 3.939E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,938,811.4 × 527.9 = 2.079E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/298,234.3 + −0.182×2,079,329,729.5×647.9/183,270,350,431.1)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.641** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,938,811.4/298,234.3 + −0.182×2,079,329,729.5×407.9/183,270,350,431.1)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.570** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/298,234.3+−0.182×2,079,329,729.5×369.9/183,270,350,431.1 = **12.444** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/298,234.3+−0.182×2,079,329,729.5×-1,458.1/183,270,350,431.1 = **16.215** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,482.934/43,200.0 + 457.192/105,008,832.0 + 907.835/106,001,197.7 = 47.245$ MPa

※ υ = 47.2 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 949.103/43,200.0 + 457.192/105,008,832.0 + 230.179/106,001,197.7 = 28.495$ MPa

※ υ = 28.5 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,487.318/43,200.0 + 457.192/105,008,832.0 + 1,012.997/106,001,197.7 = 48.339$ MPa

※ υ = 48.3 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 166.4 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 198.0 MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck}$ = 10.800 MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck}$ = 1.890 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	21.806	-18.791	166.433	215.000
1+2+3	1.998	1.258	10.800	10.800	29.790	-50.260	215.000	215.000
1+2+3+5	1.716	1.120	10.800	10.800	31.199	-48.310	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.330	-0.889	1.890	1.890	44.476	-29.116	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.971	-2.459	2.174	2.174	56.920	-12.901	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.310	0.681	12.420	12.420	32.032	-45.331	279.500	247.250
1+2+4	0.399	0.251	12.960	12.960	23.401	-25.077	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.009	1.265	13.500	13.500	29.834	-50.437	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.727	1.128	13.500	13.500	31.244	-48.487	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.319	-0.882	2.363	2.363	44.521	-29.293	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.960	-2.452	2.552	2.552	56.965	-13.078	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.321	0.688	14.580	14.580	32.077	-45.508	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.017	0.008	0.143	0.143	0.160	0.150	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.019	0.055	0.143	0.143	0.162	0.198	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.016	0.050	0.143	0.143	0.159	0.193	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.032	0.018	0.143	0.143	0.175	0.161	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.041	0.003	0.143	0.143	0.184	0.146	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.013	0.034	0.143	0.143	0.156	0.176	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.008	0.009	0.036	0.036	0.044	0.046	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.012	0.035	0.096	0.096	0.108	0.131	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.014	0.033	0.096	0.096	0.109	0.128	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.027	0.012	0.096	0.096	0.123	0.108	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.039	0.002	0.096	0.096	0.134	0.098	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.012	0.025	0.096	0.096	0.108	0.120	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{56.920}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{47.245}{125.000}\right)^2 = 0.041 + 0.143 = 0.184 \leq 1.2$$ ····· O.K !!

[하 연]

$$\left(\frac{-50.260}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{47.245}{125.000}\right)^2 = 0.055 + 0.143 = 0.198 \leq 1.2$$ ····· O.K !!

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 21.806) = 3.14 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

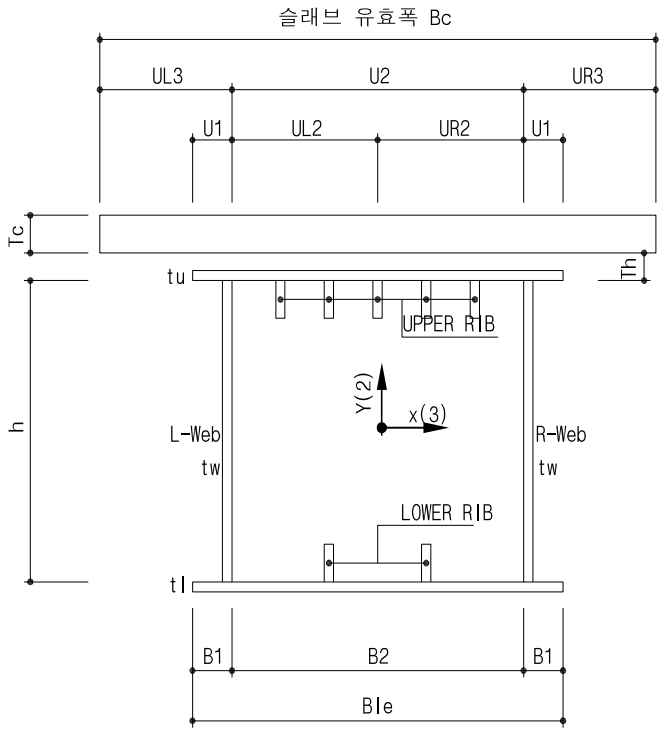
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	28.348	-24.428	355.000	O.K !!
1+2+3	3.975	2.502	16.200	O.K !!	44.233	-87.045	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.616	4.072	16.200	O.K !!	56.677	-103.260	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.693	2.365	16.200	O.K !!	45.642	-85.095	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.647	0.356	16.200	O.K !!	58.920	-65.901	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.006	-1.214	16.200	O.K !!	71.364	-49.686	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.287	1.926	16.200	O.K !!	46.476	-82.116	355.000	O.K !!
1+2+4	0.512	0.322	16.200	O.K !!	30.394	-32.494	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.986	2.510	16.200	O.K !!	44.278	-87.222	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.345	0.940	16.200	O.K !!	56.722	-71.007	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.704	2.372	16.200	O.K !!	45.687	-85.272	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.658	0.363	16.200	O.K !!	58.965	-66.078	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.017	-1.207	16.200	O.K !!	71.409	-49.863	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.299	1.933	16.200	O.K !!	46.520	-82.293	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 19] : 절점 33 로 부터 이격거리 1.872 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,396.689
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	798.817
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	17.122
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,197.658
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-241.459
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-112.150
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-7.575
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-364.290
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-75.933
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-48.286
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-6.751
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-243.798

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

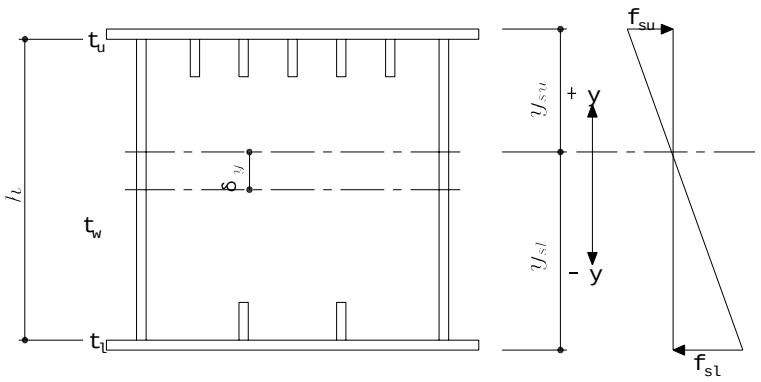
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 127,560.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.000 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 0.000 = 912.000 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 0.000 } = -912.000 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,135,320.0 + 66,301,293,960.0 - 127,560.0 × 0.000² = 7.801E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,396.689×912.0/78,005,429,280.0 = **28.021** MPa

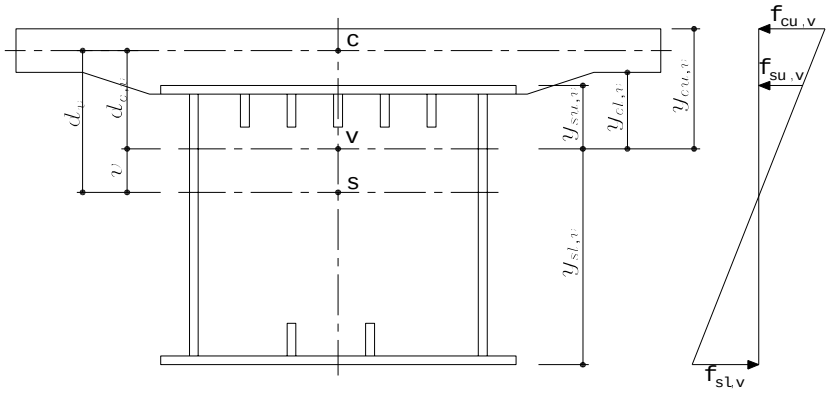
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,396.689×-912.0/78,005,429,280.0 = **-28.021** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 241.459 / 43,200.0 + 75.933 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **6.313** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 127,560.0 + 154,285.7 = 281,845.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 912.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,070.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,070.0 / 281,845.7 = 585.7 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,070.0 - 585.7 = 484.3 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 78,005,429,280.0+127,560.0×585.7² +740,571,428.6+154,285.7×484.3² = 1.587E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 912.0 - 585.7 = 326.3 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -912.0 - 585.7 = -1,497.7 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 484.3 + 240.0 / 2 = 604.3 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 604.3 - 240.0 = 364.3 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 798.817×326.3/158,691,928,328.5 = **1.642** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 798.817×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **-7.539** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 798.817×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.435** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 798.817×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.262** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 112.150 / 43,200.0 + 48.286 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **3.052** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,197.658×326.3/158,691,928,328.5 = **8.630** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,197.658×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **-39.617** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,197.658×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **2.283** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,197.658×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **1.377** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 364.290 / 43,200.0 + 243.798 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **10.735** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 17.122×326.3/158,691,928,328.5 = **0.035** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 17.122×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **-0.162** MPa

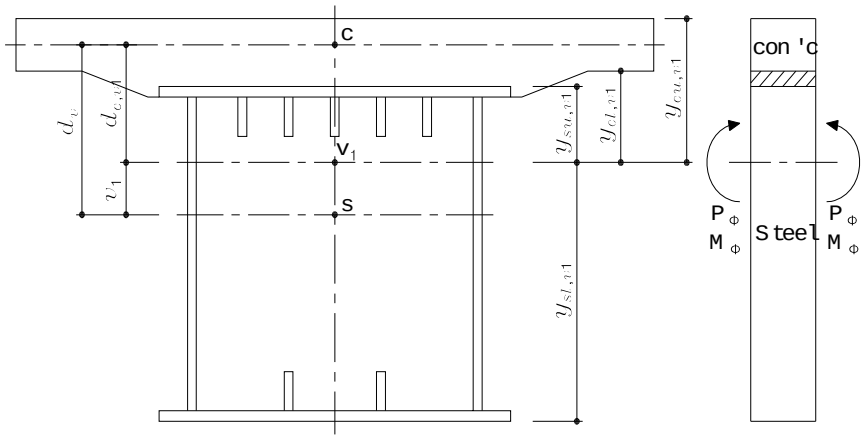
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 17.122×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.009** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 17.122×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = **0.006** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 7.575 / 43,200.0 + 6.751 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **0.239** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.416 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.047E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,070.0 / 204,702.9 = 403.2 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,070.0 - 403.2 = 666.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×403.2²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 666.8²) = 1.334E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 912.0 - 403.2 = 508.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -912.0 - 403.2 = -1,315.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 666.8 + 240.0 / 2 = 786.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 786.8 - 240.0 = 546.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 798.8 × 484.3 × 1,080,000.0 / (7.0 × 158,691,928,328.5) = 3.761E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 376,101.7 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 3.761E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 376,101.7 × 666.8 = 2.508E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 798.817×604.3/(158,691,928,328.5×7.0) = 0.435 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 798.817×364.3/(158,691,928,328.5×7.0) = 0.262 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (376,101.7/204,702.9 + 0.416 \times 250,772,342.7 \times 786.8/133,412,604,534.5)$

$- 13,902.0 \times 0.435 \times 2.0/27,804.0 = -0.259$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (376,101.7/204,702.9 + 0.416 \times 250,772,342.7 \times 546.8/133,412,604,534.5)$

$- 13,902.0 \times 0.262 \times 2.0/27,804.0 = -0.100$ MPa

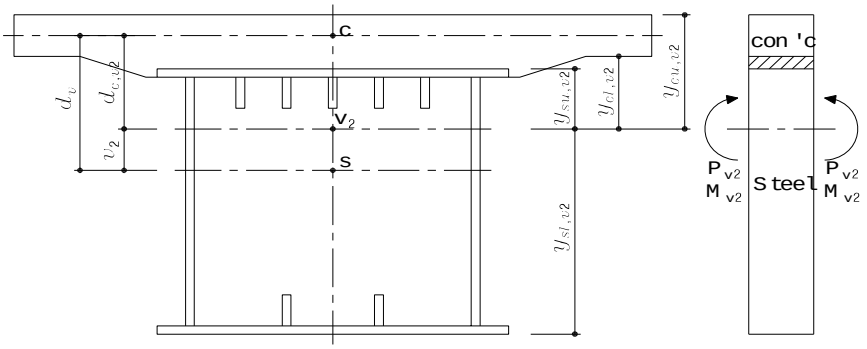
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 376,101.7/204,702.9 + 0.416 \times 250,772,342.7 \times 508.8/133,412,604,534.5 = 2.235$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 376,101.7/204,702.9 + 0.416 \times 250,772,342.7 \times -1,315.2/133,412,604,534.5 = 0.809$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.790E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,070.0 / 178,988.6 = 307.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,070.0 - 307.4 = 762.6$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (78,005,429,280.0 + 127,560.0\times307.4^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 762.6^2) = 1.202E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 912.0 - 307.4 = 604.6$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -912.0 - 307.4 = -1,219.4$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 762.6 + 240.0 / 2 = 882.6$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 882.6 - 240.0 = 642.6$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 882.6 = 2.171E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/178,988.6 + 0.416\times2,170,676,339.4\times882.6/120,214,773,924.1) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.563}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/178,988.6 + 0.416\times2,170,676,339.4\times882.6/120,214,773,924.1) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.649}$ MPa

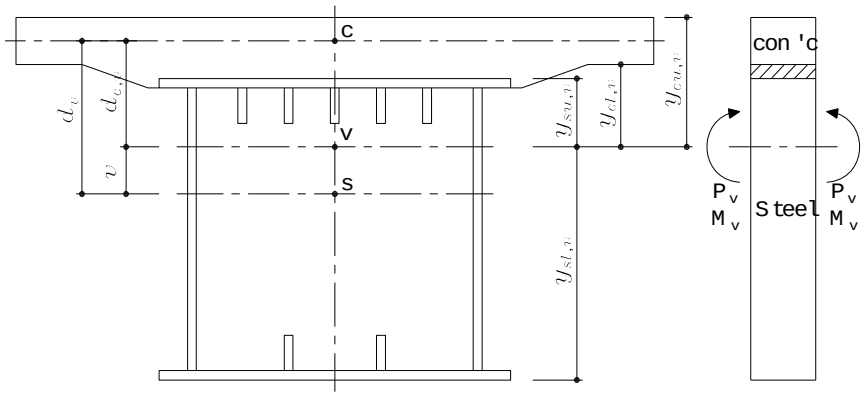
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/178,988.6 + 0.416\times2,170,676,339.4\times604.6/120,214,773,924.1 = \mathbf{20.446}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/178,988.6 + 0.416\times2,170,676,339.4\times-1,219.4/120,214,773,924.1 = \mathbf{6.742}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 484.3 = 1.838E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/281,845.7 + 0.416×1,838,009,177.1×604.3/158,691,928,328.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.997** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/281,845.7 + 0.416×1,838,009,177.1×364.3/158,691,928,328.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.162** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/281,845.7+0.416×1,838,009,177.1×326.3/158,691,928,328.5 = **15.039** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/281,845.7+0.416×1,838,009,177.1×-1,497.7/158,691,928,328.5 = **6.248** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 717.898/43,200.0 + 75.933/104,893,056.0 + 292.084/105,885,421.7 = 20.100$ MPa

※ υ = 20.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 361.183/43,200.0 + 75.933/104,893,056.0 + 55.036/105,885,421.7 = 9.604$ MPa

※ υ = 9.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 721.685/43,200.0 + 75.933/104,893,056.0 + 295.459/105,885,421.7 = 20.220$ MPa

※ υ = 20.2 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	28.021	-28.021	166.433	215.000
1+2+3	2.718	1.638	10.800	10.800	38.294	-75.177	215.000	215.000
1+2+3+5	2.459	1.538	10.800	10.800	40.529	-74.369	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.896	-0.110	10.800	1.890	60.975	-67.627	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.101	-1.272	2.174	2.174	76.013	-61.379	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.893	1.052	12.420	12.420	45.936	-73.876	279.500	247.250
1+2+4	0.444	0.268	12.960	12.960	29.698	-35.722	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.723	1.641	13.500	13.500	38.311	-75.258	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.463	1.541	13.500	13.500	40.546	-74.450	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.901	-0.107	13.500	2.363	60.992	-67.708	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.096	-1.269	2.552	2.552	76.031	-61.460	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.897	1.055	14.580	14.580	45.954	-73.956	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.028	0.017	0.026	0.026	0.054	0.043	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.032	0.122	0.026	0.026	0.058	0.148	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.027	0.120	0.026	0.026	0.053	0.146	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.061	0.099	0.026	0.026	0.087	0.125	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.074	0.062	0.026	0.026	0.100	0.087	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.027	0.089	0.026	0.026	0.053	0.115	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.013	0.019	0.004	0.004	0.017	0.023	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.020	0.078	0.017	0.017	0.037	0.095	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.023	0.077	0.017	0.017	0.040	0.093	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.052	0.063	0.017	0.017	0.068	0.080	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.069	0.045	0.017	0.017	0.085	0.062	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.025	0.065	0.017	0.017	0.042	0.082	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{76.013}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{20.100}{125.000}\right)^2 = 0.074 + 0.026 = 0.100 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-75.177}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{20.100}{125.000}\right)^2 = 0.122 + 0.026 = 0.148 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 28.021) = 2.77 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

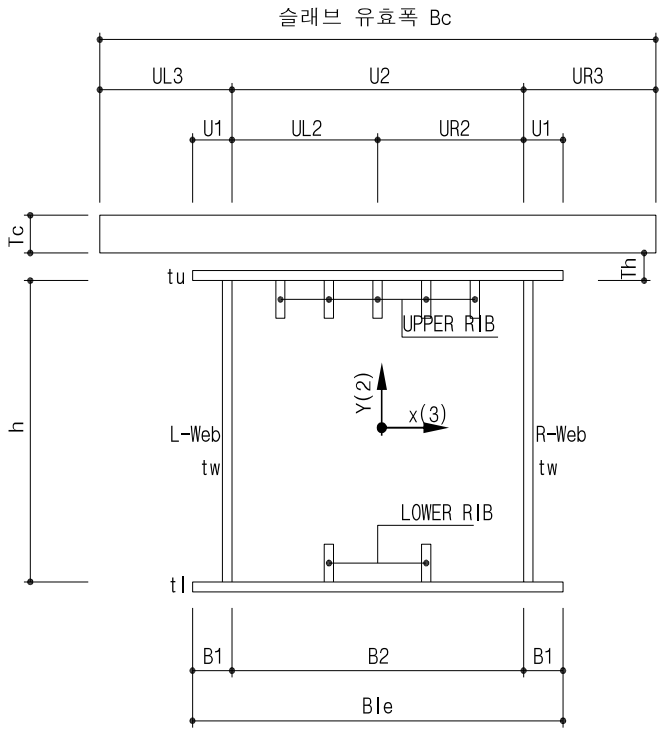
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	36.427	-36.427	355.000	O.K !!
1+2+3	5.474	3.300	16.200	O.K !!	57.117	-131.406	355.000	O.K !!
1+2+3+7	6.471	4.462	16.200	O.K !!	72.156	-137.654	355.000	O.K !!
1+2+3+5	5.215	3.200	16.200	O.K !!	59.353	-130.597	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	3.652	1.551	16.200	O.K !!	79.799	-123.855	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.656	0.389	16.200	O.K !!	94.837	-117.607	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.649	2.713	16.200	O.K !!	64.760	-130.104	355.000	O.K !!
1+2+4	0.574	0.346	16.200	O.K !!	38.597	-46.390	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	5.479	3.303	16.200	O.K !!	57.135	-131.486	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	4.482	2.141	16.200	O.K !!	72.174	-125.238	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	5.220	3.203	16.200	O.K !!	59.370	-130.678	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	3.657	1.554	16.200	O.K !!	79.816	-123.936	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.660	0.392	16.200	O.K !!	94.855	-117.688	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	4.654	2.716	16.200	O.K !!	64.777	-130.184	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 20] : 절점 35 로 부터 이격거리 4.369 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종:	SM520B		
Bc	=	4,500.0	mm
UL3	=	1,000.0	mm
UR3	=	1,100.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.000270
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4.0
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7.0
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10.0
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,113.085
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	774.545
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	88.012
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	2,385.077
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	287.414
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	114.616
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	2.918
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	512.151
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	81.411
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	11.035
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	99.066
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	580.876

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

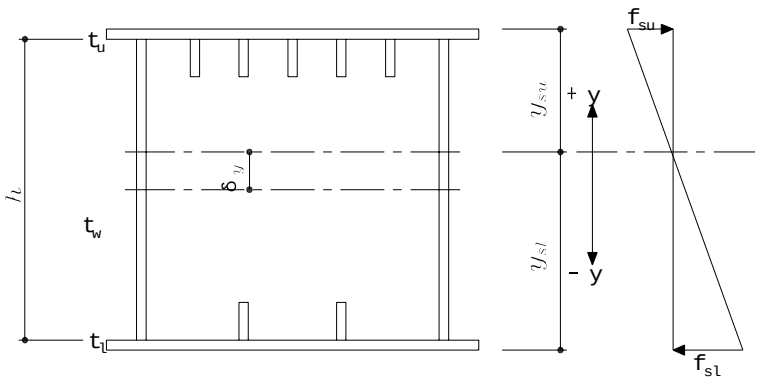
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	825.0	7.425E+06	6.126E+09	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-825.0	-2.970E+06	2.450E+09	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		119,160.0	-	4.455E+06	6.058E+10	1.169E+10
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09
SLAB 단면 합계		1,080,000.0	-	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 119,160.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 4,455,000.0 / 119,160.0 = 37.387 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 37.387 = 874.613 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 37.387 } = -949.387 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,385,320.0 + 60,584,043,960.0 - 119,160.0 × 37.387² = 7.211E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,113.085×874.6/72,105,871,500.5 = **25.631** MPa

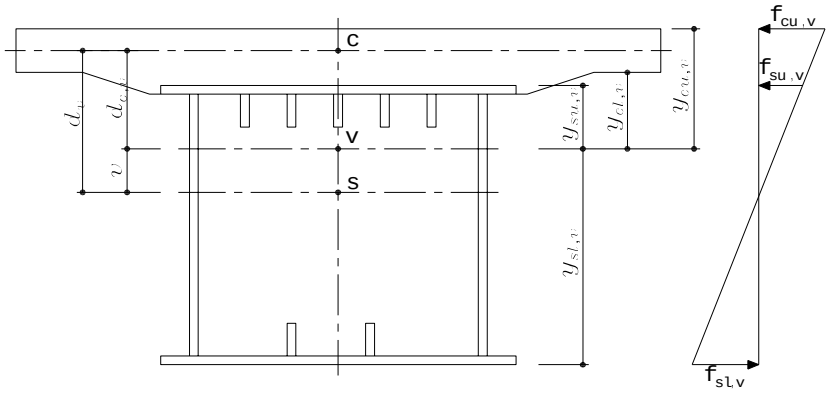
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,113.085×-949.4/72,105,871,500.5 = **-27.822** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 287.414 / 43,200.0 + 81.411 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = **7.429** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 119,160.0 + 154,285.7 = 273,445.7 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 874.6 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,032.6 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 154,285.7 × 1,032.6 / 273,445.7 = 582.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,032.6 - 582.6 = 450.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 72,105,871,500.5+119,160.0×582.6² +740,571,428.6+154,285.7×450.0² = 1.445E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 874.6 - 582.6 = 292.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -949.4 - 582.6 = -1,532.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 450.0 + 240.0 / 2 = 570.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 570.0 - 240.0 = 330.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 774.545×292.0/144,536,761,781.5 = **1.565** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 774.545×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-8.210** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 774.545×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.436** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 774.545×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.253** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 114.616 / 43,200.0 + 11.035 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **2.757** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,385.077×292.0/144,536,761,781.5 = **4.818** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,385.077×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-25.281** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,385.077×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **1.344** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,385.077×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.778** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 512.151 / 43,200.0 + 580.876 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **17.341** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 88.012×292.0/144,536,761,781.5 = **0.178** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 88.012×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-0.933** MPa

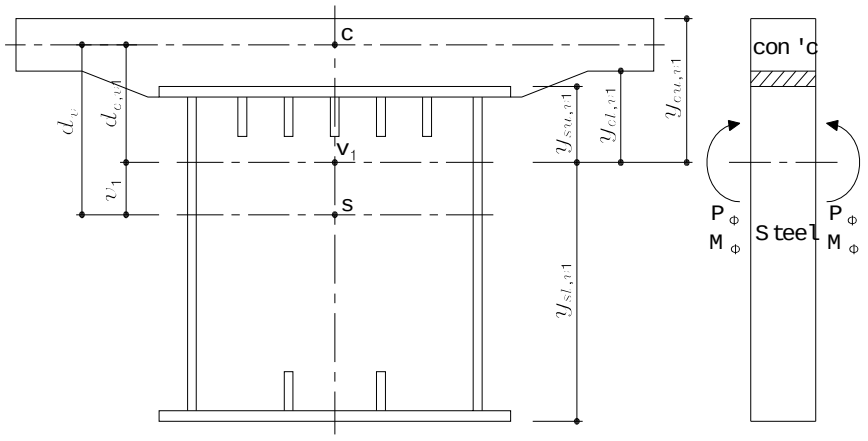
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 88.012×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.050** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 88.012×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = **0.029** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 2.918 / 43,200.0 + 99.066 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = **1.003** MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.831 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.963E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,032.6 / 196,302.9 = 405.8 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,032.6 - 405.8 = 626.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (72,105,871,500.5 + 119,160.0×405.8²) + (5,184,000,000.0/14.0 + 1,080,000.0/14.0 × 626.8²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 874.6 - 405.8 = 468.8 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -949.4 - 405.8 = -1,355.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 626.8 + 240.0 / 2 = 746.8 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 746.8 - 240.0 = 506.8 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 774.5 × 450.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 144,536,761,781.5) = 3.720E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 372,041.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 3.720E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 372,041.4 × 626.8 = 2.332E+08 N·mm

▪ 콘크리트의 응력을 계산하기 위해

$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$ = 27,804.0 / (1 + 2.0 / 2) = 13,902.000 MPa

▪ 2차 고정하중에 의한 합성단면에서 콘크리트 바닥판 상·하연 응력

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 774.545×570.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 0.436 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 774.545×330.0/(144,536,761,781.5×7.0) = 0.253 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (372,041.4/196,302.9 + 0.831 \times 233,202,299.6 \times 746.8/122,407,703,630.6)$

$- 13,902.0 \times 0.436 \times 2.0/27,804.0 = -0.216$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (372,041.4/196,302.9 + 0.831 \times 233,202,299.6 \times 506.8/122,407,703,630.6)$

$- 13,902.0 \times 0.253 \times 2.0/27,804.0 = -0.060$ MPa

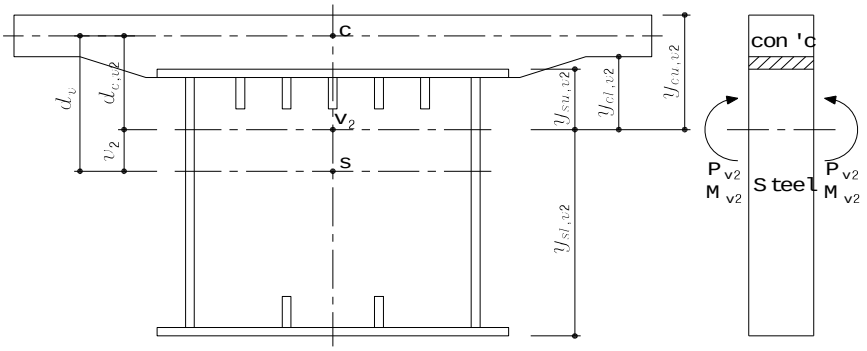
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 372,041.4/196,302.9 + 0.831 \times 233,202,299.6 \times 468.8/122,407,703,630.6 = 2.638$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 372,041.4/196,302.9 + 0.831 \times 233,202,299.6 \times -1,355.2/122,407,703,630.6 = -0.251$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 119,160.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.706E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,032.6 / 170,588.6 = 311.3$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,032.6 - 311.3 = 721.3$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (72,105,871,500.5 + 119,160.0\times311.3^2) + (5,184,000,000.0/21.0 + 1,080,000.0/21.0 \times 721.3^2) = 1.107E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 874.6 - 311.3 = 563.3$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -949.4 - 311.3 = -1,260.7$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 721.3 + 240.0 / 2 = 841.3$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 841.3 - 240.0 = 601.3$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 841.3 = 2.053E+09$ N·mm

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905$ MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/170,588.6 + 0.831\times2,053,243,041.9\times841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.223}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,846,571.4/170,588.6 + 0.831\times2,053,243,041.9\times841.3/110,658,167,829.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.399}$ MPa

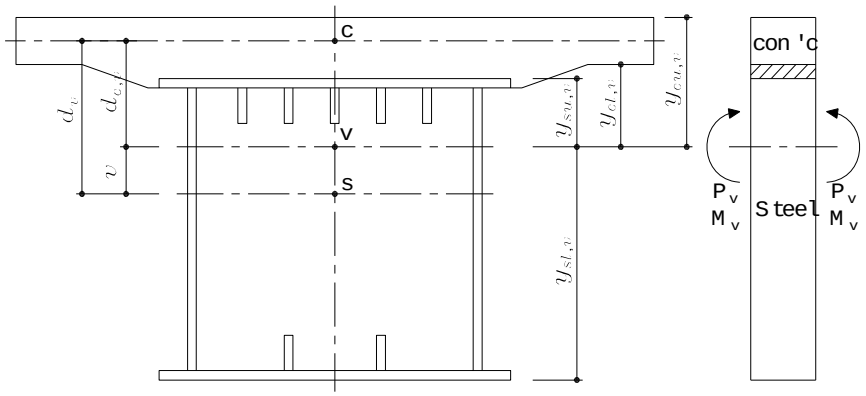
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.831\times2,053,243,041.9\times563.3/110,658,167,829.2 = \mathbf{25.376}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,846,571.4/170,588.6 + 0.831\times2,053,243,041.9\times-1,260.7/110,658,167,829.2 = \mathbf{-2.760}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 3,795,428.6 × 450.0 = 1.708E+09 N·mm

- 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cu,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.831×1,707,882,181.7×570.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.554** MPa

$f_{cl,t} = 1/n \cdot (P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{cl,v}/I_v) - E_c \cdot \varepsilon_t$

= (1/7.0)×(3,795,428.6/273,445.7 + 0.831×1,707,882,181.7×330.0/144,536,761,781.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.891** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.831×1,707,882,181.7×292.0/144,536,761,781.5 = **16.748** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,795,428.6/273,445.7+0.831×1,707,882,181.7×-1,532.0/144,536,761,781.5 = **-1.170** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 914.181/43,200.0 + 81.411/104,893,056.0 + 591.910/105,885,421.7 = 27.528$ MPa

※ υ = 27.5 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 404.948/43,200.0 + 81.411/104,893,056.0 + 110.101/105,885,421.7 = 11.190$ MPa

※ υ = 11.2 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 915.640/43,200.0 + 81.411/104,893,056.0 + 641.444/105,885,421.7 = 28.029$ MPa

※ υ = 28.0 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm > t_u = 12 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 12 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 166.4$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 12 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 198.0$ MPa

f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

∴ f_{ca} = 215.0 MPa

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1)

(f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

$f_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800$ MPa

$f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.890$ MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	25.631	-27.822	166.433	215.000
1+2+3	1.780	1.031	10.800	10.800	32.014	-61.312	215.000	215.000
1+2+3+5	1.564	0.971	10.800	10.800	34.651	-61.564	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.340	-0.429	10.800	1.890	60.028	-64.324	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.213	-1.319	2.174	2.174	76.776	-65.494	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	0.894	0.462	12.420	12.420	43.279	-63.154	279.500	247.250
1+2+4	0.486	0.281	12.960	12.960	27.373	-36.965	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.805	1.045	13.500	13.500	32.103	-61.779	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.588	0.985	13.500	13.500	34.740	-62.030	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.365	-0.414	13.500	2.363	60.117	-64.791	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.189	-1.305	2.552	2.552	76.865	-65.960	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.919	0.476	14.580	14.580	43.368	-63.621	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.024	0.017	0.048	0.048	0.072	0.065	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.022	0.081	0.048	0.048	0.071	0.130	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.020	0.082	0.048	0.048	0.068	0.130	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.059	0.090	0.048	0.048	0.107	0.138	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.075	0.070	0.048	0.048	0.124	0.119	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.024	0.065	0.048	0.048	0.072	0.114	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.011	0.021	0.006	0.006	0.017	0.026	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.014	0.053	0.032	0.032	0.046	0.085	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.017	0.053	0.032	0.032	0.049	0.085	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.050	0.058	0.032	0.032	0.082	0.090	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.070	0.052	0.032	0.032	0.102	0.084	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.022	0.048	0.032	0.032	0.055	0.080	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{76.776}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{27.528}{125.000}\right)^2 = 0.075 + 0.048 = 0.124 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-64.324}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{27.528}{125.000}\right)^2 = 0.090 + 0.048 = 0.138 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 압축(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 인장(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 25.631) = 2.90 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

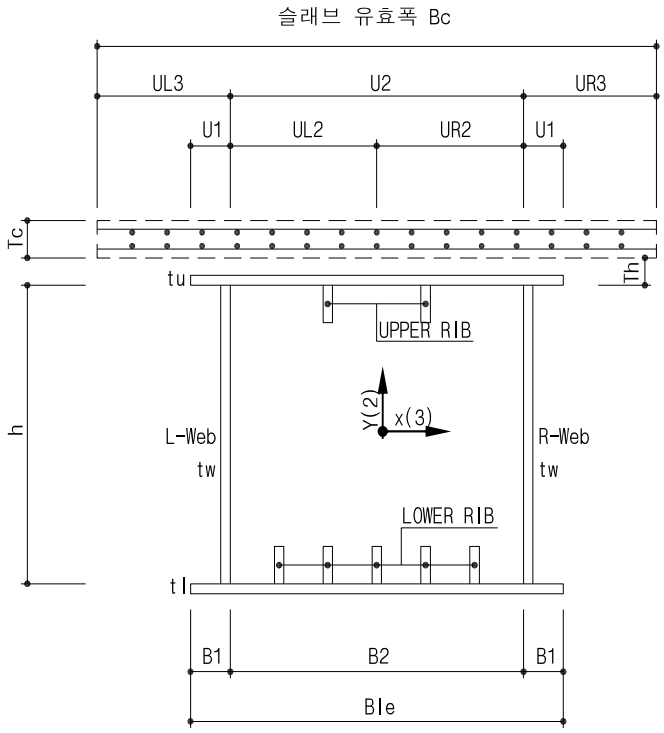
▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	33.320	-36.169	355.000	O.K !!
1+2+3	3.456	2.001	16.200	O.K !!	45.713	-101.195	355.000	O.K !!
1+2+3+7	4.010	2.891	16.200	O.K !!	62.462	-102.365	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.240	1.941	16.200	O.K !!	48.351	-101.446	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	2.017	0.542	16.200	O.K !!	73.727	-104.206	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.463	-0.349	16.200	O.K !!	90.476	-105.376	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	2.570	1.432	16.200	O.K !!	56.979	-103.036	355.000	O.K !!
1+2+4	0.617	0.357	16.200	O.K !!	35.532	-47.774	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.481	2.015	16.200	O.K !!	45.802	-101.661	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.927	1.125	16.200	O.K !!	62.550	-102.831	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.264	1.955	16.200	O.K !!	48.440	-101.912	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	2.041	0.556	16.200	O.K !!	73.816	-104.673	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.488	-0.335	16.200	O.K !!	90.564	-105.843	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.595	1.446	16.200	O.K !!	57.068	-103.503	355.000	O.K !!

4.7.5 부모멘트(Splice)

[G1 : SPLICE - 5] : 절점 8 로 부터 이격거리 1.872 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc =	4,156.1	mm
U1 =	120.0	mm
UL2 =	1,200.0	mm
UR2 =	1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue =	2,413.9	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble =	2,413.9	mm
B1 =	120.0	mm
B2 =	2,400.0	mm
Tc =	240.0	mm
Th =	50.0	mm
h =	1,800.0	mm
Θ_L =	0.000	°
Θ_R =	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,814.379
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,240.321
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-184.207
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,452.354
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	874.931
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	325.695
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	73.845
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	698.379
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	184.492
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	17.778
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	70.065
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	602.000
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

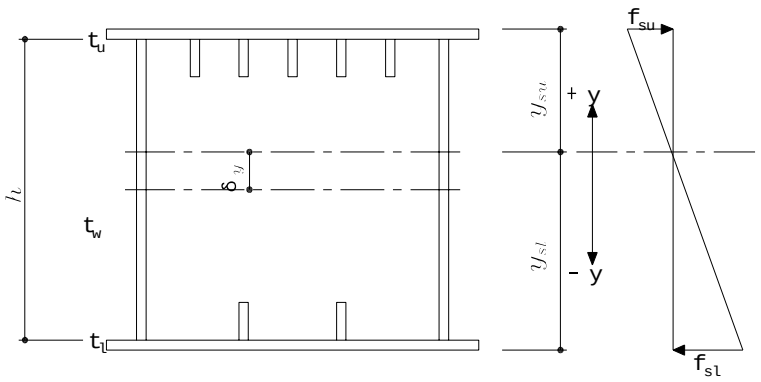
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,413.9 × 12.0	28,966.9	906.0	2.624E+07	2.378E+10	3.476E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,413.9 × 14.0	33,794.7	-907.0	-3.065E+07	2.780E+10	5.520E+05
강재 단면 합계		126,961.7	-	-4.408E+06	6.587E+10	1.170E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		11,907.3	1,130.0	13,455,263.1	15,204,447,267.4	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		11,907.3	990.0	11,788,239.3	11,670,356,932.2	-
RE-Bar 합계		23,814.6		2.524E+07	2.687E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,156.1 × 240.0	997,471.2	1,070.0	1.067E+09	1.142E+12	4.788E+09

※ A_s = 126,961.7 mm^2 A_{c1} = 997,471.2 mm^2 A_r = 23,814.6 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,407,799.7 / 126,961.7 = -34.718 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - -34.718 = 946.718 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 14.0 + -34.718 } = -879.282 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,274,583.8 + 65,871,424,811.4 - 126,961.7 × -34.718² = 7.742E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -2,814.379×946.7/77,422,671,324.8 = **-34.414** MPa

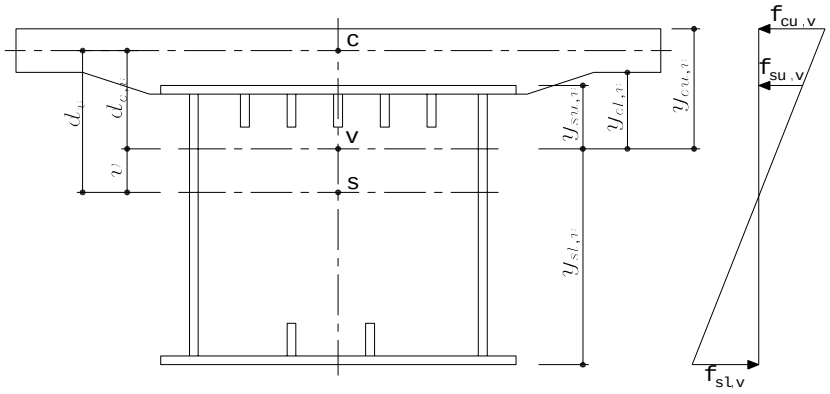
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -2,814.379×-879.3/77,422,671,324.8 = **31.963** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.168E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 874.931 / 43,200.0 + 184.492 / (2 × 4,168,005.4 × 12.0) = 22.097 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 126,961.7 + 23,814.6 = 150,776.3 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 946.7 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 11,907.3/23,814.6 = 1,094.7 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 23,814.6 × 1,094.7 / 150,776.3 = 172.9 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,094.7 - 172.9 = 921.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 77,422,671,324.8+126,961.7×172.9² +0.0+23,814.6×921.8² = 1.015E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 946.7 - 172.9 = 773.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -879.3 - 172.9 = -1,052.2 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 921.8 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,907.3 / 23,814.6 = 991.8 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 921.8 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,907.3 / 23,814.6 = 851.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,240.321 × 773.8 / 101,454,536,132.2 = **-9.460** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,240.321 × -1,052.2 / 101,454,536,132.2 = **12.863** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,240.321 × 991.8 / 101,454,536,132.2 = **-12.125** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,240.321 × 851.8 / 101,454,536,132.2 = **-10.414** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.207E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 325.695 / 43,200.0 + 17.778 / (2 × 4,207,416.1 × 12.0) = 7.715 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,452.354 × 773.8 / 101,454,536,132.2 = **-26.332** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,452.354 × -1,052.2 / 101,454,536,132.2 = **35.805** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,452.354 × 991.8 / 101,454,536,132.2 = **-33.750** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,452.354 × 851.8 / 101,454,536,132.2 = **-28.986** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 698.379 / 43,200.0 + 602.000 / (2 × 4,207,416.1 × 12.0) = 22.128 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -184.207 × 773.8 / 101,454,536,132.2 = **-1.405** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -184.207 × -1,052.2 / 101,454,536,132.2 = **1.910** MPa

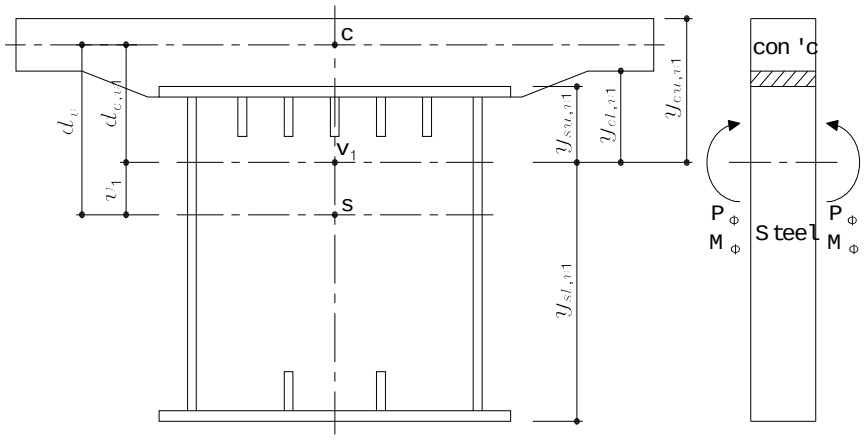
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -184.207 × 991.8 / 101,454,536,132.2 = **-0.257** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -184.207 × 851.8 /101,454,536,132.2 = **-0.221** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 73.845 / 43,200.0 + 70.065 / (2 × 4,207,416.1 × 12.0) = 2.403 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 997,471.2 / 7.0 = 142,495.9 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,787,861,760.0 / 7.0 = 6.840E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 126,961.7 + 142,495.9 = 269,457.5 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 946.7 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,104.7 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 142,495.9 × 1,104.7 / 269,457.5 = 584.2 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,104.7 - 584.2 = 520.5 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.211 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 126,961.7 + 997,471.2 / 14.0 = 1.982E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (997,471.2/14.0)×1,104.7 / 198,209.6 = 397.1 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,104.7 - 397.1 = 707.6 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (77,422,671,324.8 + 126,961.7×584.2²) + (4,787,861,760.0/7.0 + 997,471.2/7.0 × 520.5²) = 1.404E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,240.3 × 520.5 × 997,471.2 / (7.0 × 140,399,341,779.0) = -6.552E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -655,246.6 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -6.552E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ = -655,246.6 × 707.6 = -4.637E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -655,246.6/150,776.3 + -0.211 \times -463,664,575.2 \times 991.8/101,454,536,132.2 =$ **-3.392** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -655,246.6/150,776.3 + -0.211 \times -463,664,575.2 \times 851.8/101,454,536,132.2 =$ **-3.526** MPa

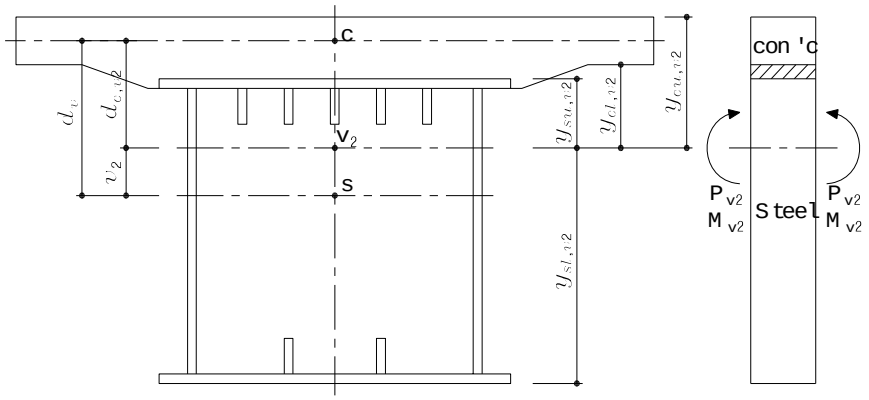
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -655,246.6/150,776.3 + -0.211 \times -463,664,575.2 \times 773.8/101,454,536,132.2 =$ **-3.601** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -655,246.6/150,776.3 + -0.211 \times -463,664,575.2 \times -1,052.2/101,454,536,132.2 =$ **-5.358** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 126,961.7 + 997,471.2 / 21.0 = 1.745E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (997,471.2/21.0)\times1,104.7 / 174,460.3 = 300.8$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,104.7 - 300.8 = 803.9$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times997,471.2 / 21.0 = 2.629E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,629,049.1 \times 803.9 = 2.114E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,629,049.1/150,776.3 + -0.211\times2,113,615,380.1\times991.8/101,454,536,132.2$

$= 13.087$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,629,049.1/150,776.3 + -0.211\times2,113,615,380.1\times851.8/101,454,536,132.2$

$= 13.701$ MPa

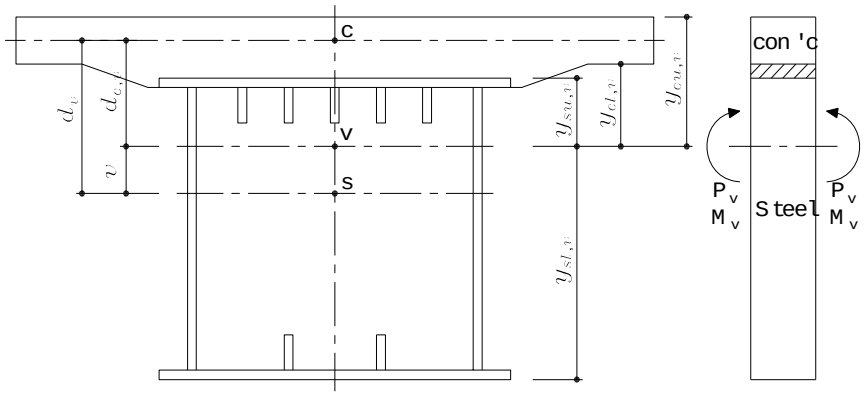
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,629,049.1/150,776.3 + -0.211\times2,113,615,380.1\times773.8/101,454,536,132.2 = 14.043$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,629,049.1/150,776.3 + -0.211\times2,113,615,380.1\times-1,052.2/101,454,536,132.2 = 22.051$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×997,471.2 / 7.0 = 3.505E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,505,398.8 × 520.5 = 1.825E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,505,398.8/150,776.3 + -0.211×1,824,613,710.1×991.8/101,454,536,132.2 - 205,000.0×0.000120 = -5.106 MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,505,398.8/150,776.3 + -0.211×1,824,613,710.1×851.8/101,454,536,132.2 - 205,000.0×0.000120 = -4.576 MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,505,398.8/150,776.3+-0.211×1,824,613,710.1×773.8/101,454,536,132.2 = 20.319 MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,505,398.8/150,776.3+-0.211×1,824,613,710.1×-1,052.2/101,454,536,132.2 = 27.233 MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,899.005/43,200.0 + 184.492/100,032,130.0 + 619.778/100,977,985.7 = 51.941$ MPa

※ υ = 51.9 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,274.471/43,200.0 + 184.492/100,032,130.0 + 87.843/100,977,985.7 = 32.216$ MPa

※ υ = 32.2 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,935.928/43,200.0 + 184.492/100,032,130.0 + 654.810/100,977,985.7 = 53.142$ MPa

※ υ = 53.1 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(14.0\times1.0\times6)^{23.000000}\} = 188.8$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(14.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 269.5$ MPa

사용 t_l = 14.0 mm ∴ f_{ca} = 188.8 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-34.414	31.963	215.000	188.814
1+2+3	-45.875	-39.400	160.000	160.000	-70.206	80.631	215.000	188.814
1+2+3+5	-49.267	-42.926	160.000	160.000	-73.807	75.272	215.000	188.814
1+2+3+5+6	-36.180	-29.225	160.000	160.000	-59.764	97.324	215.000	188.814
1+2+3+5+6+7	-41.286	-33.801	184.000	184.000	-39.445	124.556	247.250	217.136
1+2+3+5+6-7	-31.074	-24.649	184.000	184.000	-80.083	70.091	247.250	217.136
1+2+4	-12.383	-10.635	192.000	192.000	-45.279	46.737	258.000	226.577
1+2+3+0.5×4	-46.004	-39.510	200.000	200.000	-70.908	81.586	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5	-49.395	-43.036	200.000	200.000	-74.510	76.228	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6	-36.308	-29.335	200.000	200.000	-60.467	98.279	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-41.414	-33.911	216.000	216.000	-40.147	125.512	290.250	254.899
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-31.202	-24.759	216.000	216.000	-80.786	71.046	290.250	254.899

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.026	0.029	0.173	0.173	0.198	0.201	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.107	0.182	0.173	0.173	0.279	0.355	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.118	0.159	0.173	0.173	0.291	0.332	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.077	0.266	0.173	0.173	0.250	0.438	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.025	0.329	0.173	0.173	0.198	0.502	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.105	0.104	0.173	0.173	0.278	0.277	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.031	0.043	0.046	0.046	0.077	0.089	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.070	0.119	0.116	0.116	0.185	0.235	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.077	0.104	0.116	0.116	0.193	0.220	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.051	0.173	0.116	0.116	0.166	0.289	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.019	0.242	0.116	0.116	0.135	0.358	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.077	0.078	0.116	0.116	0.193	0.193	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-73.807}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{51.941}{125.000}\right) = 0.118 + 0.173 = 0.291 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{124.556}{217.136}\right)^2 + \left(\frac{51.941}{125.000}\right) = 0.329 + 0.173 = 0.502 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 31.963) = 2.59 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

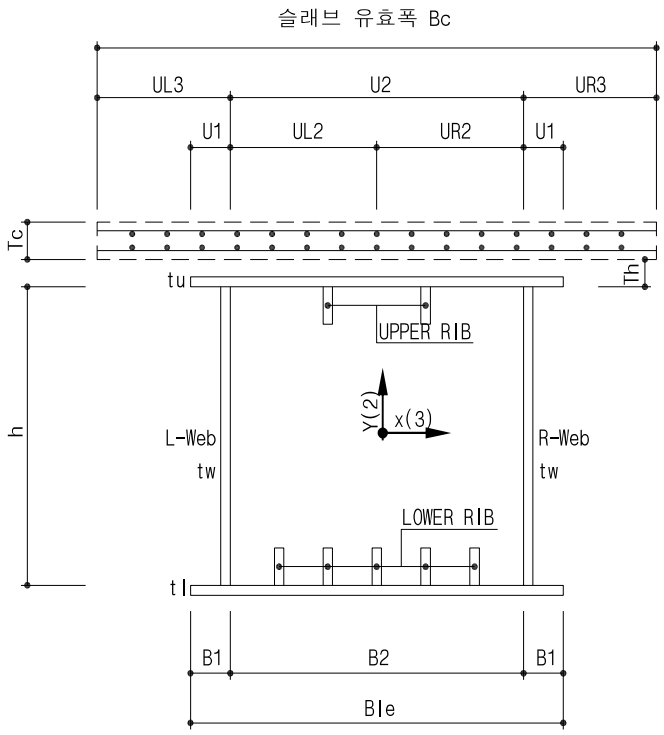
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-44.738	41.551	355.000	O.K !!
1+2+3	-88.325	-75.858	240.000	O.K !!	-113.649	135.254	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-93.431	-80.433	240.000	O.K !!	-133.969	162.486	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-91.717	-79.384	240.000	O.K !!	-117.251	129.896	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-78.630	-65.683	240.000	O.K !!	-103.208	151.947	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-83.736	-70.259	240.000	O.K !!	-82.888	179.179	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-73.524	-61.107	240.000	O.K !!	-123.527	124.714	355.000	O.K !!
1+2+4	-16.020	-13.759	240.000	O.K !!	-58.441	60.184	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-88.454	-75.968	240.000	O.K !!	-114.352	136.209	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-93.560	-80.544	240.000	O.K !!	-94.033	163.441	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-91.845	-79.494	240.000	O.K !!	-117.953	130.851	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-78.758	-65.793	240.000	O.K !!	-103.910	152.902	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-83.864	-70.369	240.000	O.K !!	-83.591	180.135	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-73.652	-61.217	240.000	O.K !!	-124.230	125.669	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 6] : 절점 9 로 부터 이격거리 3.120 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,153.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,411.8	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,411.8	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,660.132
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,618.820
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-143.037
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,584.590
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-605.396
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-204.789
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-65.409
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-708.761
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	86.105
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	92.944
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	74.945
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	432.740
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

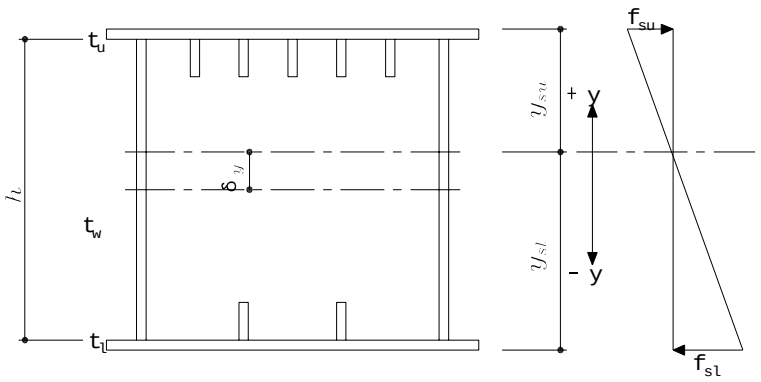
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,411.8 × 12.0	28,942.1	906.0	2.622E+07	2.376E+10	3.473E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	825.0	3.465E+06	2.859E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,411.8 × 14.0	33,765.8	-907.0	-3.063E+07	2.778E+10	5.515E+05
강재 단면 합계		120,607.8	-	-9.602E+06	6.154E+10	1.169E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		11,898.3	1,130.0	13,445,032.7	15,192,886,980.9	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		11,898.3	990.0	11,779,276.5	11,661,483,694.9	-
RE-Bar 합계		23,796.5		2.522E+07	2.685E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,153.0 × 240.0	996,712.8	1,070.0	1.066E+09	1.141E+12	4.784E+09

※ A_s = 120,607.8 mm^2 A_{c1} = 996,712.8 mm^2 A_r = 23,796.5 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -9,601,519.8 / 120,607.8 = -79.609 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - -79.609 = 991.609 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 14.0 + -79.609 } = -834.391 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,692,461,312.4 + 61,539,257,377.1 - 120,607.8 × -79.609² = 7.247E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -3,660.132×991.6/72,467,347,291.8 = **-50.084** MPa

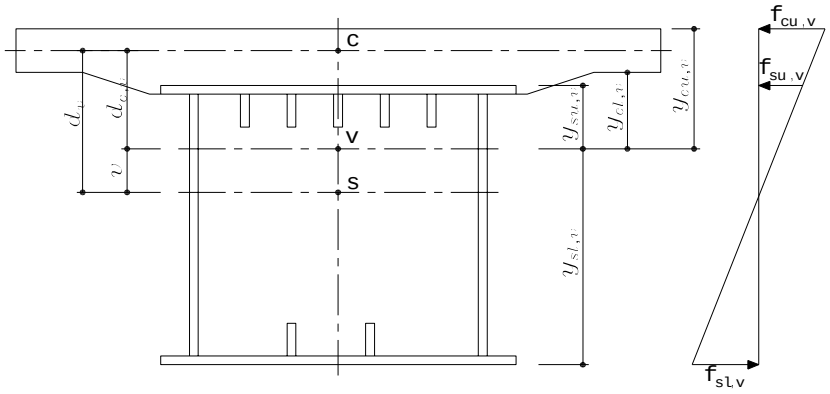
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -3,660.132×-834.4/72,467,347,291.8 = **42.143** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.166E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 605.396 / 43,200.0 + 86.105 / (2 × 4,166,129.0 × 12.0) = 14.875 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 120,607.8 + 23,796.5 = 144,404.4 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 991.6 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 11,898.3/23,796.5 = 1,139.6 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 23,796.5 × 1,139.6 / 144,404.4 = 187.8 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,139.6 - 187.8 = 951.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 72,467,347,291.8+120,607.8×187.8² +0.0+23,796.5×951.8² = 9.828E+10 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 991.6 - 187.8 = 803.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -834.4 - 187.8 = -1,022.2 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 951.8 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,898.3 / 23,796.5 = 1,021.8 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 951.8 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,898.3 / 23,796.5 = 881.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,618.820 × 803.8 / 98,279,291,268.0 = **-13.240** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,618.820 × -1,022.2 / 98,279,291,268.0 = **16.837** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,618.820 × 1,021.8 / 98,279,291,268.0 = **-16.831** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,618.820 × 881.8 / 98,279,291,268.0 = **-14.525** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.206E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 204.789 / 43,200.0 + 92.944 / (2 × 4,205,521.9 × 12.0) = 5.661 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,584.590 × 803.8 / 98,279,291,268.0 = **-29.318** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,584.590 × -1,022.2 / 98,279,291,268.0 = **37.283** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,584.590 × 1,021.8 / 98,279,291,268.0 = **-37.269** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,584.590 × 881.8 / 98,279,291,268.0 = **-32.163** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 708.761 / 43,200.0 + 432.740 / (2 × 4,205,521.9 × 12.0) = 20.694 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -143.037 × 803.8 / 98,279,291,268.0 = **-1.170** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -143.037 × -1,022.2 / 98,279,291,268.0 = **1.488** MPa

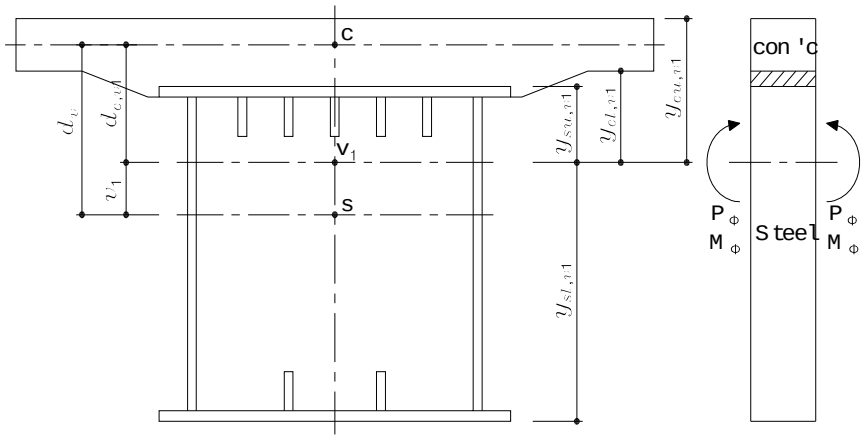
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -143.037 × 1,021.8 / 98,279,291,268.0 = **-0.212** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -143.037 × 881.8 /98,279,291,268.0 = **-0.183** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 65.409 / 43,200.0 + 74.945 / (2 × 4,205,521.9 × 12.0) = 2.257 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 996,712.8 / 7.0 = 142,387.5 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,784,221,440.0 / 7.0 = 6.835E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 120,607.8 + 142,387.5 = 262,995.4 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 991.6 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,149.6 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 142,387.5 × 1,149.6 / 262,995.4 = 622.4 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,149.6 - 622.4 = 527.2 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.276 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 120,607.8 + 996,712.8 / 14.0 = 1.918E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (996,712.8/14.0)×1,149.6 / 191,801.6 = 426.7 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,149.6 - 426.7 = 722.9 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (72,467,347,291.8 + 120,607.8×622.4²) + (4,784,221,440.0/7.0 + 996,712.8/7.0 × 527.2²) = 1.393E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,618.8 × 527.2 × 996,712.8 / (7.0 × 139,319,141,968.9) = -8.722E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -872,242.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -8.722E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ = -872,242.9 × 722.9 = -6.305E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -872,242.9/144,404.4 + -0.276 \times -630,537,691.8 \times 1,021.8/98,279,291,268.0 =$ **-4.234** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -872,242.9/144,404.4 + -0.276 \times -630,537,691.8 \times 881.8/98,279,291,268.0 =$ **-4.481** MPa

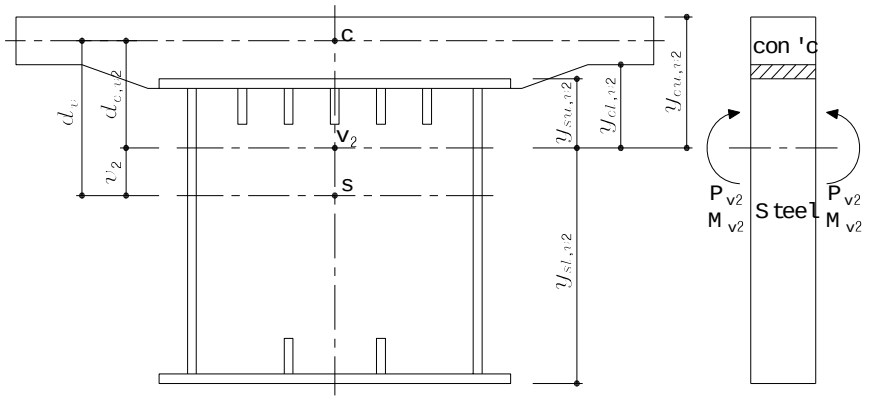
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -872,242.9/144,404.4 + -0.276 \times -630,537,691.8 \times 803.8/98,279,291,268.0 =$ **-4.619** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -872,242.9/144,404.4 + -0.276 \times -630,537,691.8 \times -1,022.2/98,279,291,268.0 =$ **-7.848** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 120,607.8 + 996,712.8 / 21.0 = 1.681E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (996,712.8/21.0)\times1,149.6 / 168,070.4 = 324.6$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,149.6 - 324.6 = 825.0$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times996,712.8 / 21.0 = 2.627E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,627,050.2\times825.0 = 2.167E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,627,050.2/144,404.4 + -0.276\times2,167,220,513.8\times1,021.8/98,279,291,268.0$

$= 11.983$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,627,050.2/144,404.4 + -0.276\times2,167,220,513.8\times881.8/98,279,291,268.0$

$= 12.834$ MPa

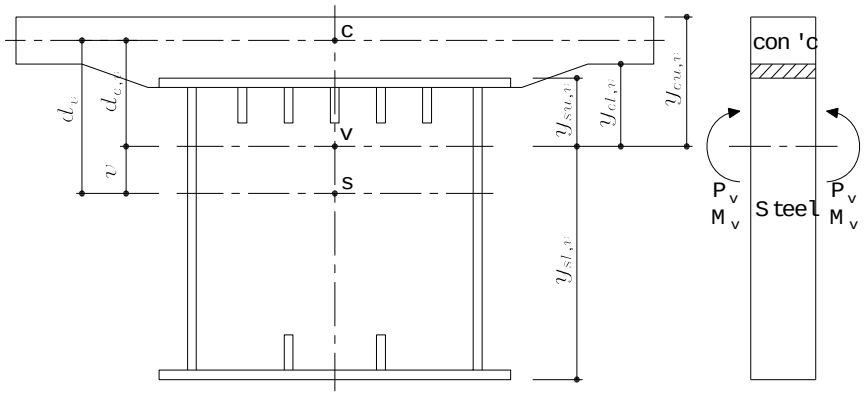
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,627,050.2/144,404.4 + -0.276\times2,167,220,513.8\times803.8/98,279,291,268.0 = 13.308$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,627,050.2/144,404.4 + -0.276\times2,167,220,513.8\times-1,022.2/98,279,291,268.0 = 24.404$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×996,712.8 / 7.0 = 3.503E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,502,733.6 × 527.2 = 1.847E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,502,733.6/144,404.4 + -0.276×1,846,651,022.9×1,021.8/98,279,291,268.0 - 205,000.0×0.000120 = **-5.635** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,502,733.6/144,404.4 + -0.276×1,846,651,022.9×881.8/98,279,291,268.0 - 205,000.0×0.000120 = **-4.910** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,502,733.6/144,404.4+-0.276×1,846,651,022.9×803.8/98,279,291,268.0 = **20.094** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,502,733.6/144,404.4+-0.276×1,846,651,022.9×-1,022.2/98,279,291,268.0 = **29.549** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,518.946/43,200.0 + 86.105/99,987,095.0 + 525.684/100,932,525.0 = 41.230$ MPa

※ υ = 41.2 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 875.594/43,200.0 + 86.105/99,987,095.0 + 167.888/100,932,525.0 = 22.793$ MPa

※ υ = 22.8 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,551.651/43,200.0 + 86.105/99,987,095.0 + 563.156/100,932,525.0 = 42.359$ MPa

※ υ = 42.4 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· 0.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(14.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 188.8$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(14.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 269.5$ MPa

사용 t_l = 14.0 mm ∴ f_{ca} = 188.8 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-50.084	42.143	215.000	188.814
1+2+3	-54.100	-46.688	160.000	160.000	-92.641	96.263	215.000	188.814
1+2+3+5	-58.334	-51.169	160.000	160.000	-97.261	88.415	215.000	188.814
1+2+3+5+6	-46.351	-38.335	160.000	160.000	-83.953	112.819	215.000	188.814
1+2+3+5+6+7	-51.986	-43.245	184.000	184.000	-63.859	142.369	247.250	217.136
1+2+3+5+6-7	-40.716	-33.426	184.000	184.000	-104.047	83.270	247.250	217.136
1+2+4	-17.043	-14.708	192.000	192.000	-64.494	60.468	258.000	226.577
1+2+3+0.5×4	-54.206	-46.779	200.000	200.000	-93.226	97.007	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5	-58.440	-51.261	200.000	200.000	-97.845	89.159	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6	-46.457	-38.427	200.000	200.000	-84.538	113.563	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-52.092	-43.337	216.000	216.000	-64.444	143.113	290.250	254.899
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-40.822	-33.517	216.000	216.000	-104.632	84.014	290.250	254.899

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.054	0.050	0.109	0.109	0.163	0.159	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.186	0.260	0.109	0.109	0.294	0.369	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.205	0.219	0.109	0.109	0.313	0.328	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.152	0.357	0.109	0.109	0.261	0.466	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.067	0.430	0.109	0.109	0.176	0.539	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.177	0.147	0.109	0.109	0.286	0.256	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.062	0.071	0.023	0.023	0.086	0.094	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.120	0.169	0.073	0.073	0.194	0.242	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.133	0.143	0.073	0.073	0.206	0.216	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.099	0.232	0.073	0.073	0.172	0.305	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.049	0.315	0.073	0.073	0.123	0.389	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.130	0.109	0.073	0.073	0.203	0.182	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-97.261}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{41.230}{125.000}\right) = 0.205 + 0.109 = 0.313 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{142.369}{217.136}\right)^2 + \left(\frac{41.230}{125.000}\right) = 0.430 + 0.109 = 0.539 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 42.143) = 2.26 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

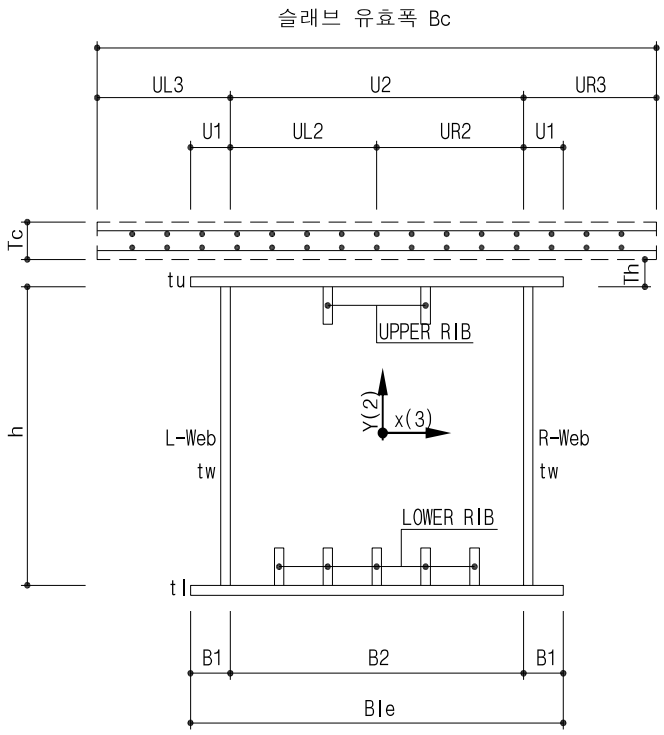
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-65.109	54.786	355.000	O.K !!
1+2+3	-102.009	-88.032	240.000	O.K !!	-145.354	156.832	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-107.643	-92.942	240.000	O.K !!	-165.448	186.381	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-106.242	-92.513	240.000	O.K !!	-149.973	148.984	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-94.260	-79.680	240.000	O.K !!	-136.666	173.388	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-99.894	-84.590	240.000	O.K !!	-116.571	202.938	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-88.625	-74.770	240.000	O.K !!	-156.760	143.839	355.000	O.K !!
1+2+4	-22.093	-19.066	240.000	O.K !!	-83.491	78.162	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-102.115	-88.124	240.000	O.K !!	-145.939	157.576	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-107.750	-93.034	240.000	O.K !!	-125.845	187.125	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-106.349	-92.605	240.000	O.K !!	-150.558	149.728	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-94.366	-79.772	240.000	O.K !!	-137.251	174.132	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-100.000	-84.681	240.000	O.K !!	-117.156	203.682	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-88.731	-74.862	240.000	O.K !!	-157.345	144.583	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 7] : 절점 10 로 부터 이격거리 4.368 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-721.402
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-545.000
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-23.128
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-2,280.218
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-332.534
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-127.378
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-3.237
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-490.905
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	34.946
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	126.973
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	54.626
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	404.799
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

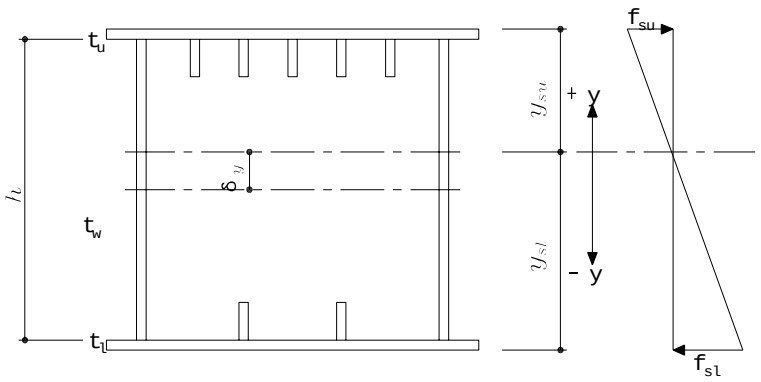
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,130.0	14,568,525.0	16,462,433,250.0	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	990.0	12,763,575.0	12,635,939,250.0	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.733E+07	2.910E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 127,560.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2 A_r = 25,785.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.000 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 0.000 = 912.000 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 0.000 } = -912.000 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,135,320.0 + 66,301,293,960.0 - 127,560.0 × 0.000² = 7.801E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -721.402×912.0/78,005,429,280.0 = **-8.434** MPa

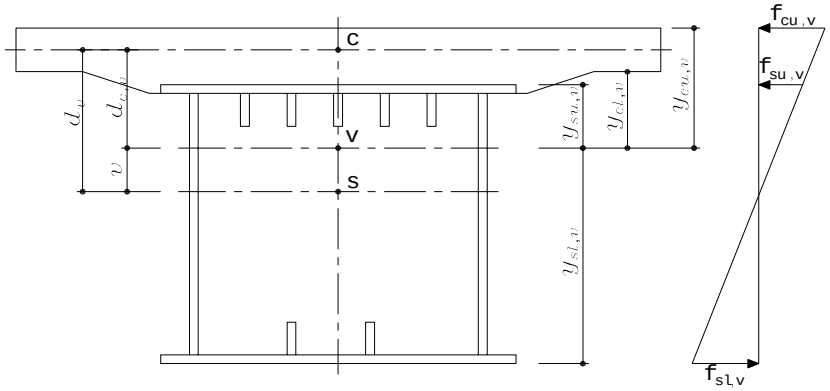
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -721.402×-912.0/78,005,429,280.0 = **8.434** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + Tu/2 + Tl/2)$ = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s / A_w + M_{st} / (2 \cdot F \cdot t_w)$

= 332.534 / 43,200.0 + 34.946 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = 8.031 MPa



(2) 합 성 후

▪ 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 127,560.0 + 25,785.0 = 153,345.0 mm^2

▪ 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 912.0 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,060.0 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,060.0 / 153,345.0 = 178.2 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,060.0 - 178.2 = 881.8 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 78,005,429,280.0+127,560.0×178.2² +0.0+25,785.0×881.8² = 1.021E+11 mm^4

▪ 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 912.0 - 178.2 = 733.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -912.0 - 178.2 = -1,090.2 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 881.8 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 951.8 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 881.8 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 811.8 mm

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -545.000 × 733.8 / 102,105,801,881.4 = **-3.917** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -545.000 × -1,090.2 / 102,105,801,881.4 = **5.819** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -545.000 × 951.8 / 102,105,801,881.4 = **-5.080** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -545.000 × 811.8 / 102,105,801,881.4 = **-4.333** MPa

▪ 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + (Tu + Tc/n)/2 +Tl/2) = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 127.378 / 43,200.0 + 126.973 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = 4.148 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,280.218 × 733.8 / 102,105,801,881.4 = **-16.386** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,280.218 × -1,090.2 / 102,105,801,881.4 = **24.347** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,280.218 × 951.8 / 102,105,801,881.4 = **-21.255** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,280.218 × 811.8 / 102,105,801,881.4 = **-18.128** MPa

▪ 전단응력 검토

$\upsilon = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 490.905 / 43,200.0 + 404.799 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = 15.187 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -23.128 × 733.8 / 102,105,801,881.4 = **-0.166** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -23.128 × -1,090.2 / 102,105,801,881.4 = **0.247** MPa

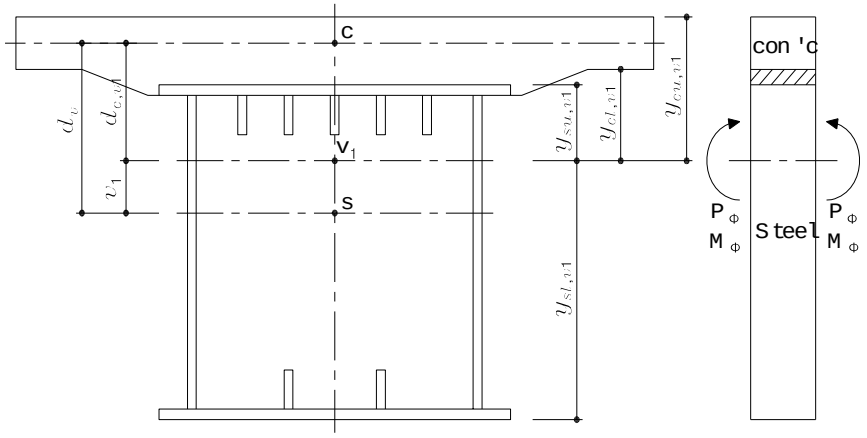
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -23.128 × 951.8 / 102,105,801,881.4 = **-0.031** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -23.128 × 811.8 /102,105,801,881.4 = **-0.026** MPa

▪ 전단응력 검토

$\upsilon = V_w / A_w + M_{wt} / (2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 3.237 / 43,200.0 + 54.626 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = 0.591 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 127,560.0 + 154,285.7 = 281,845.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 912.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,070.0 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,070.0 / 281,845.7 = 585.7 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,070.0 - 585.7 = 484.3 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.198 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.047E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,070.0 / 204,702.9 = 403.2 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,070.0 - 403.2 = 666.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×585.7²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 484.3²) = 1.402E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1} / (n \cdot I_{v1})$

$= -545.0 \times 484.3 \times 1{,}080{,}000.0 / (7.0 \times 140{,}230{,}357{,}187.0)$ = -2.904E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= -290{,}380.4 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = -2.904E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= -290{,}380.4 \times 666.8$ = -1.936E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$

$= -290{,}380.4/153{,}345.0 + -0.198 \times -193{,}616{,}179.7 \times 951.8/102{,}105{,}801{,}881.4$ = **-1.537** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$

$= -290{,}380.4/153{,}345.0 + -0.198 \times -193{,}616{,}179.7 \times 811.8/102{,}105{,}801{,}881.4$ = **-1.590** MPa

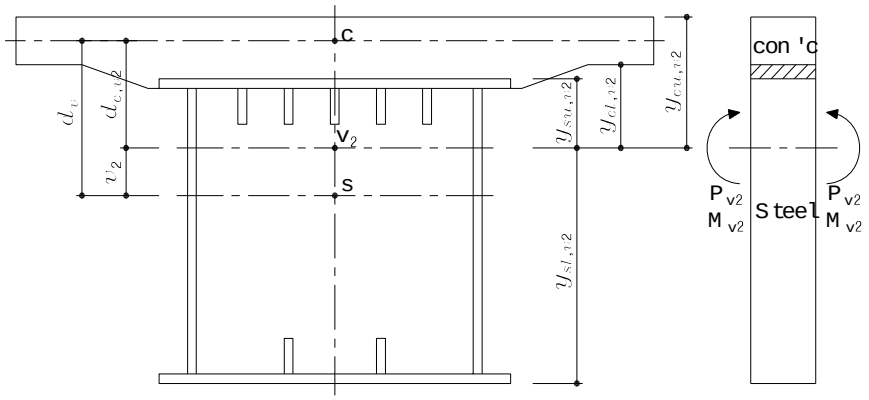
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v} / I_{rv}$

$= -290{,}380.4/153{,}345.0 + -0.198 \times -193{,}616{,}179.7 \times 733.8/102{,}105{,}801{,}881.4$ = **-1.619** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi / A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$

$= -290{,}380.4/153{,}345.0 + -0.198 \times -193{,}616{,}179.7 \times -1{,}090.2/102{,}105{,}801{,}881.4$ = **-2.302** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.790E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,070.0 / 178,988.6 = 307.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,070.0 - 307.4 = 762.6$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4\times762.6 = 2.171E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,345.0 + -0.198\times2,170,676,339.4\times951.8/102,105,801,881.4$

$= \mathbf{14.567}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,345.0 + -0.198\times2,170,676,339.4\times811.8/102,105,801,881.4$

$= \mathbf{15.154}$ MPa

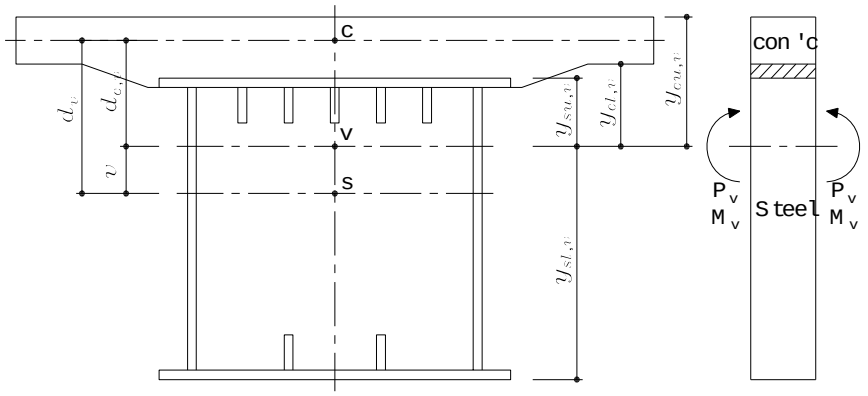
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,345.0 + -0.198\times2,170,676,339.4\times733.8/102,105,801,881.4 = \mathbf{15.482}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,345.0 + -0.198\times2,170,676,339.4\times-1,090.2/102,105,801,881.4 = \mathbf{23.141}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,795,428.6 × 484.3 = 1.838E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/153,345.0 + -0.198×1,838,009,177.1×951.8/102,105,801,881.4
- 205,000.0×0.000120 = **-3.233** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/153,345.0 + -0.198×1,838,009,177.1×811.8/102,105,801,881.4
- 205,000.0×0.000120 = **-2.735** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/153,345.0+-0.198×1,838,009,177.1×733.8/102,105,801,881.4 = **22.142** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/153,345.0+-0.198×1,838,009,177.1×-1,090.2/102,105,801,881.4 = **28.627** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 950.818/43,200.0 + 34.946/104,893,056.0 + 531.772/105,885,421.7 = 27.365$ MPa

※ υ = 27.4 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 463.150/43,200.0 + 34.946/104,893,056.0 + 181.599/105,885,421.7 = 12.769$ MPa

※ υ = 12.8 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 952.437/43,200.0 + 34.946/104,893,056.0 + 559.085/105,885,421.7 = 27.660$ MPa

※ υ = 27.7 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(12.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 166.4$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(12.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 198.0$ MPa

사용 t_l = 12.0 mm ∴ f_{ca} = 166.4 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-8.434	8.434	215.000	166.433
1+2+3	-26.335	-22.461	160.000	160.000	-28.737	38.601	215.000	166.433
1+2+3+5	-27.872	-24.051	160.000	160.000	-30.356	36.299	215.000	166.433
1+2+3+5+6	-13.305	-8.896	160.000	160.000	-14.874	59.440	215.000	166.433
1+2+3+5+6+7	-16.539	-11.632	184.000	184.000	7.268	88.067	247.250	191.398
1+2+3+5+6-7	-10.072	-6.161	184.000	184.000	-37.016	30.813	247.250	191.398
1+2+4	-5.111	-4.359	192.000	192.000	-12.517	14.500	258.000	199.720
1+2+3+0.5×4	-26.350	-22.474	200.000	200.000	-28.820	38.724	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5	-27.887	-24.064	200.000	200.000	-30.439	36.422	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6	-13.321	-8.909	200.000	200.000	-14.957	59.564	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-16.554	-11.645	216.000	216.000	7.185	88.191	290.250	224.685
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-10.088	-6.174	216.000	216.000	-37.099	30.936	290.250	224.685

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.002	0.003	0.048	0.048	0.049	0.050	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.018	0.054	0.048	0.048	0.066	0.102	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.020	0.048	0.048	0.048	0.068	0.095	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.005	0.128	0.048	0.048	0.053	0.175	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.001	0.212	0.048	0.048	0.049	0.260	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.022	0.026	0.048	0.048	0.070	0.074	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.002	0.005	0.007	0.007	0.010	0.013	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.011	0.035	0.031	0.031	0.043	0.066	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.013	0.031	0.031	0.031	0.044	0.062	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.003	0.082	0.031	0.031	0.034	0.113	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.001	0.154	0.031	0.031	0.032	0.185	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.016	0.019	0.031	0.031	0.048	0.050	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-37.016}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{27.365}{125.000}\right) = 0.022 + 0.048 = 0.070 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{88.067}{191.398}\right)^2 + \left(\frac{27.365}{125.000}\right) = 0.212 + 0.048 = 0.260 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 8.434) = 5.05 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

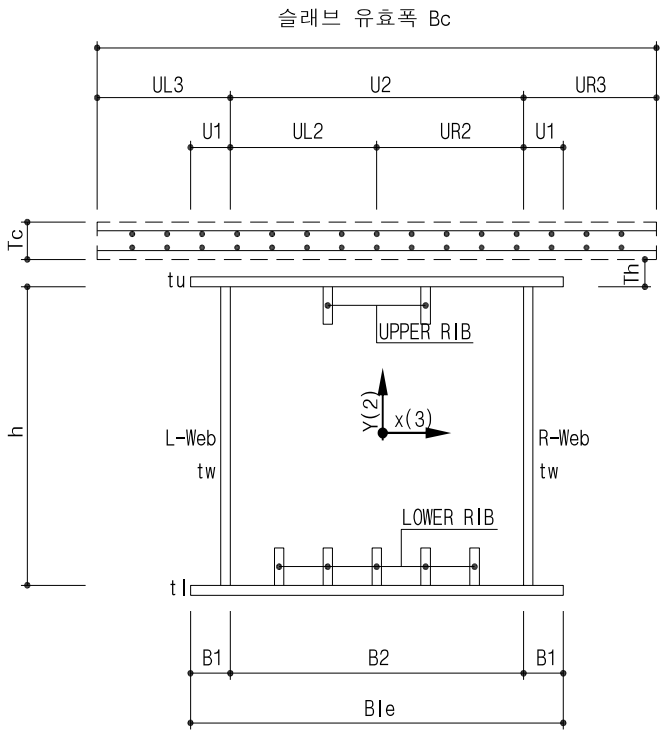
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-10.965	10.965	355.000	O.K !!
1+2+3	-52.302	-44.608	240.000	O.K !!	-51.287	70.876	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-55.535	-47.344	240.000	O.K !!	-73.428	99.503	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-53.839	-46.198	240.000	O.K !!	-52.905	68.574	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-39.272	-31.043	240.000	O.K !!	-37.423	91.715	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-42.506	-33.779	240.000	O.K !!	-15.282	120.343	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-36.039	-28.308	240.000	O.K !!	-59.565	63.088	355.000	O.K !!
1+2+4	-6.635	-5.659	240.000	O.K !!	-16.222	18.777	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-52.317	-44.621	240.000	O.K !!	-51.370	70.999	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-55.550	-47.357	240.000	O.K !!	-29.228	99.627	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-53.854	-46.211	240.000	O.K !!	-52.988	68.697	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-39.288	-31.057	240.000	O.K !!	-37.506	91.839	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-42.521	-33.792	240.000	O.K !!	-15.365	120.466	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-36.054	-28.321	240.000	O.K !!	-59.648	63.211	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 8] : 절점 13 로 부터 이격거리 1.872 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,800.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-144.082
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-291.376
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-22.570
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,136.051
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	240.721
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	93.119
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	3.667
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	404.397
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	44.125
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-4.986
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	20.592
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	335.910
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

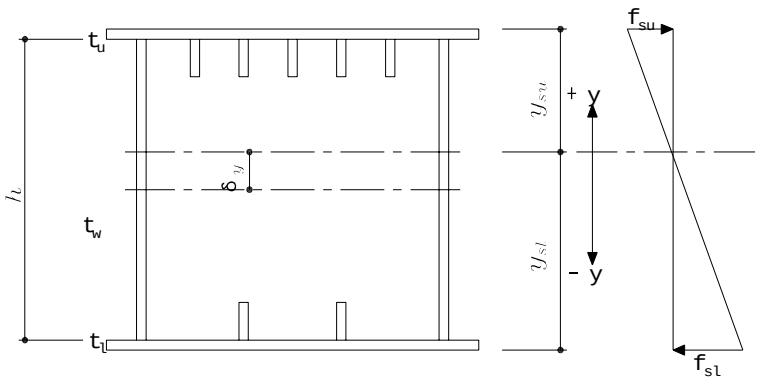
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	906.0	2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	825.0	8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
R - WEB	1 - 1,800.0 × 12.0	21,600.0	-	-	-	5.832E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-825.0	-8.663E+06	7.147E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-906.0	-2.870E+07	2.600E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		127,560.0	-	0.000E+00	6.630E+10	1.170E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,130.0	14,568,525.0	16,462,433,250.0	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	990.0	12,763,575.0	12,635,939,250.0	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.733E+07	2.910E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,070.0	1.156E+09	1.236E+12	5.184E+09

※ A_s = 127,560.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2 A_r = 25,785.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = 0.0 / 127,560.0 = 0.000 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 12.0 - 0.000 = 912.000 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 0.000 } = -912.000 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,704,135,320.0 + 66,301,293,960.0 - 127,560.0 × 0.000² = 7.801E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -144.082×912.0/78,005,429,280.0 = **-1.685** MPa

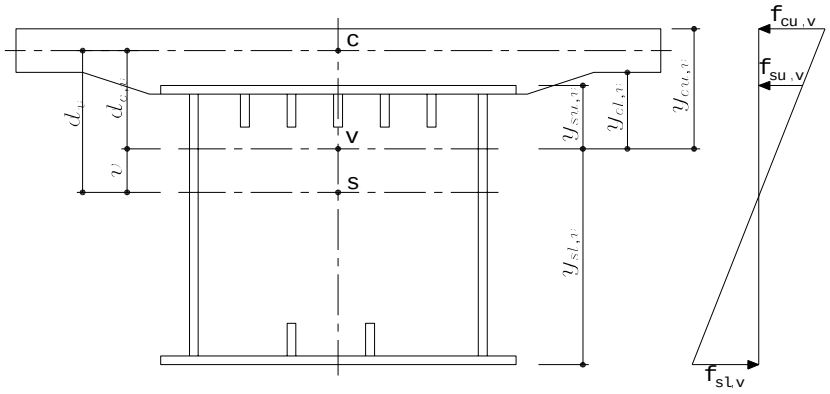
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -144.082×-912.0/78,005,429,280.0 = **1.685** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.371E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 240.721 / 43,200.0 + 44.125 / (2 × 4,370,544.0 × 12.0) = 5.993 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 127,560.0 + 25,785.0 = 153,345.0 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 912.0 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,060.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,060.0 / 153,345.0 = 178.2 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,060.0 - 178.2 = 881.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 78,005,429,280.0+127,560.0×178.2² +0.0+25,785.0×881.8² = 1.021E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 912.0 - 178.2 = 733.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -912.0 - 178.2 = -1,090.2 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 881.8 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 951.8 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 881.8 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 811.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -291.376 × 733.8 / 102,105,801,881.4 = **-2.094** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -291.376 × -1,090.2 / 102,105,801,881.4 = **3.111** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -291.376 × 951.8 / 102,105,801,881.4 = **-2.716** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -291.376 × 811.8 / 102,105,801,881.4 = **-2.316** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.412E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 93.119 / 43,200.0 + 4.986 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = 2.203 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,136.051 × 733.8 / 102,105,801,881.4 = **-22.537** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,136.051 × -1,090.2 / 102,105,801,881.4 = **33.485** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,136.051 × 951.8 / 102,105,801,881.4 = **-29.232** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,136.051 × 811.8 / 102,105,801,881.4 = **-24.932** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 404.397 / 43,200.0 + 335.910 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = 12.533 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -22.570 × 733.8 / 102,105,801,881.4 = **-0.162** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -22.570 × -1,090.2 / 102,105,801,881.4 = **0.241** MPa

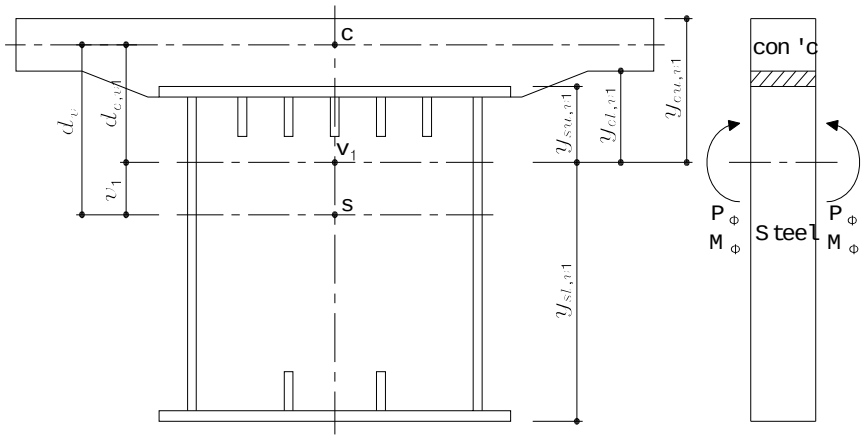
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -22.570 × 951.8 / 102,105,801,881.4 = **-0.030** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -22.570 × 811.8 /102,105,801,881.4 = **-0.026** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 3.667 / 43,200.0 + 20.592 / (2 × 4,411,892.6 × 12.0) = 0.279 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 127,560.0 + 154,285.7 = 281,845.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 912.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,070.0 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,070.0 / 281,845.7 = 585.7 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,070.0 - 585.7 = 484.3 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.041 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.047E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,070.0 / 204,702.9 = 403.2 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,070.0 - 403.2 = 666.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (78,005,429,280.0 + 127,560.0×585.7²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 484.3²) = 1.402E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -291.4 × 484.3 × 1,080,000.0 / (7.0 × 140,230,357,187.0) = -1.552E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -155,247.2 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.552E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -155,247.2 × 666.8 = -1.035E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -155,247.2/153,345.0 + -0.041 \times -103,513,808.8 \times 951.8/102,105,801,881.4 =$ **-0.972** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -155,247.2/153,345.0 + -0.041 \times -103,513,808.8 \times 811.8/102,105,801,881.4 =$ **-0.978** MPa

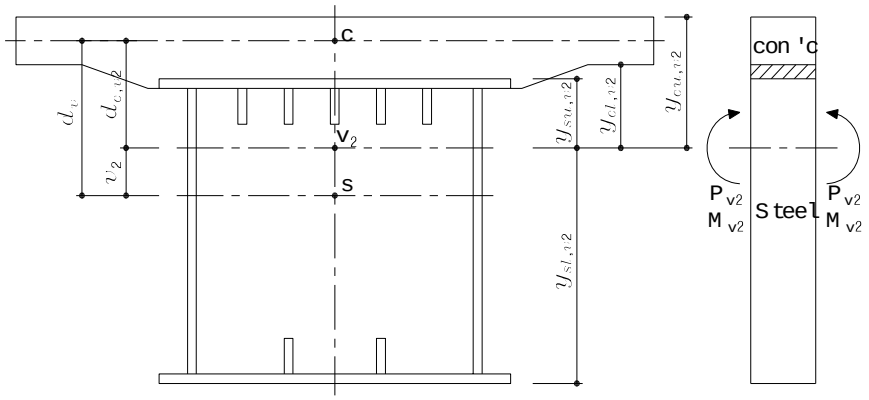
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -155,247.2/153,345.0 + -0.041 \times -103,513,808.8 \times 733.8/102,105,801,881.4 =$ **-0.982** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -155,247.2/153,345.0 + -0.041 \times -103,513,808.8 \times -1,090.2/102,105,801,881.4 =$ **-1.058** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,560.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.790E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,070.0 / 178,988.6 = 307.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,070.0 - 307.4 = 762.6$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4\times762.6 = 2.171E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,345.0 + -0.041\times2,170,676,339.4\times951.8/102,105,801,881.4$

$= \mathbf{17.725}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,345.0 + -0.041\times2,170,676,339.4\times811.8/102,105,801,881.4$

$= \mathbf{17.848}$ MPa

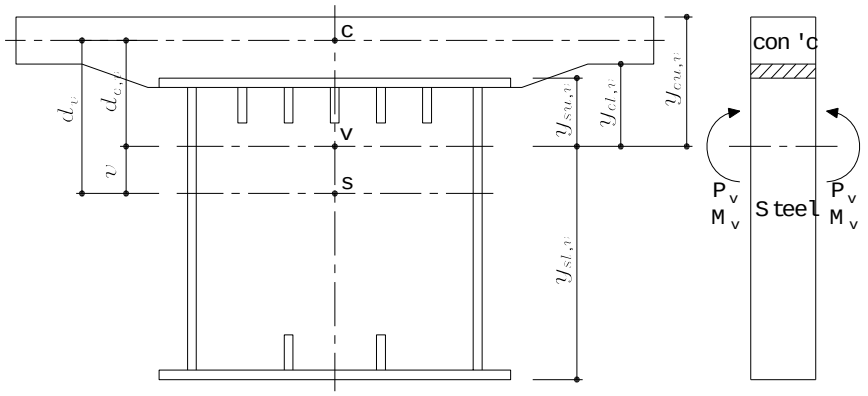
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,345.0 + -0.041\times2,170,676,339.4\times733.8/102,105,801,881.4 = \mathbf{17.917}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,345.0 + -0.041\times2,170,676,339.4\times-1,090.2/102,105,801,881.4 = \mathbf{19.523}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,795,428.6 × 484.3 = 1.838E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/153,345.0 + -0.041×1,838,009,177.1×951.8/102,105,801,881.4
- 205,000.0×0.000120 = **-0.559** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/153,345.0 + -0.041×1,838,009,177.1×811.8/102,105,801,881.4
- 205,000.0×0.000120 = **-0.454** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/153,345.0+-0.041×1,838,009,177.1×733.8/102,105,801,881.4 = **24.204** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/153,345.0+-0.041×1,838,009,177.1×-1,090.2/102,105,801,881.4 = **25.564** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 738.237/43,200.0 + 44.125/104,893,056.0 + 340.897/105,885,421.7 = 20.729$ MPa

※ υ = 20.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 337.507/43,200.0 + 44.125/104,893,056.0 + 25.578/105,885,421.7 = 8.475$ MPa

※ υ = 8.5 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 740.071/43,200.0 + 44.125/104,893,056.0 + 351.192/105,885,421.7 = 20.869$ MPa

※ υ = 20.9 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· 0.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(12.0\times1.0\times6)\ ^{-23.000000}\} = 166.4$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(12.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 198.0$ MPa

사용 t_l = 12.0 mm ∴ f_{ca} = 166.4 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-1.685	1.685	215.000	166.433
1+2+3	-31.948	-27.249	160.000	160.000	-26.315	38.281	215.000	166.433
1+2+3+5	-32.921	-28.227	160.000	160.000	-27.297	37.223	215.000	166.433
1+2+3+5+6	-15.196	-10.379	160.000	160.000	-9.380	56.746	215.000	166.433
1+2+3+5+6+7	-15.754	-10.833	184.000	184.000	14.824	82.310	247.250	191.398
1+2+3+5+6-7	-14.637	-9.924	184.000	184.000	-33.583	31.182	247.250	191.398
1+2+4	-2.746	-2.342	192.000	192.000	-3.941	5.037	258.000	199.720
1+2+3+0.5×4	-31.963	-27.262	200.000	200.000	-26.396	38.402	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5	-32.936	-28.240	200.000	200.000	-27.378	37.343	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6	-15.211	-10.392	200.000	200.000	-9.461	56.867	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-15.769	-10.846	216.000	216.000	14.743	82.431	290.250	224.685
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-14.652	-9.937	216.000	216.000	-33.664	31.303	290.250	224.685

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.000	0.000	0.028	0.028	0.028	0.028	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.015	0.053	0.028	0.028	0.042	0.080	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.016	0.050	0.028	0.028	0.044	0.078	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.002	0.116	0.028	0.028	0.029	0.144	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.004	0.185	0.028	0.028	0.031	0.212	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.018	0.027	0.028	0.028	0.046	0.054	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.000	0.001	0.003	0.003	0.003	0.004	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.010	0.034	0.018	0.018	0.027	0.052	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.010	0.032	0.018	0.018	0.028	0.050	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.001	0.075	0.018	0.018	0.019	0.093	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.003	0.135	0.018	0.018	0.020	0.152	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.013	0.019	0.018	0.018	0.031	0.037	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-33.583}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{20.729}{125.000}\right) = 0.018 + 0.028 = 0.046 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{82.310}{191.398}\right)^2 + \left(\frac{20.729}{125.000}\right) = 0.185 + 0.028 = 0.212 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,800.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 1.685) = 11.30 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

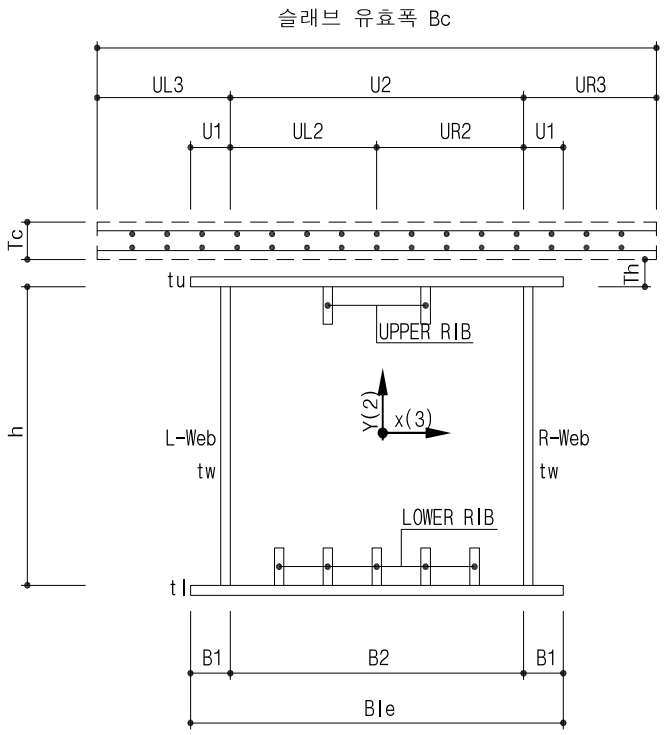
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-2.190	2.190	355.000	O.K !!
1+2+3	-66.380	-56.616	240.000	O.K !!	-53.366	78.228	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-66.939	-57.070	240.000	O.K !!	-77.569	103.792	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-67.352	-57.594	240.000	O.K !!	-54.347	77.170	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-49.627	-39.746	240.000	O.K !!	-36.430	96.693	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-50.186	-40.200	240.000	O.K !!	-12.226	122.257	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-49.069	-39.291	240.000	O.K !!	-60.634	71.129	355.000	O.K !!
1+2+4	-3.561	-3.037	240.000	O.K !!	-5.074	6.475	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-66.395	-56.629	240.000	O.K !!	-53.447	78.348	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-66.954	-57.083	240.000	O.K !!	-29.243	103.912	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-67.367	-57.607	240.000	O.K !!	-54.428	77.290	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-49.642	-39.759	240.000	O.K !!	-36.511	96.814	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-50.201	-40.213	240.000	O.K !!	-12.308	122.377	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-49.084	-39.304	240.000	O.K !!	-60.715	71.250	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 9] : 절점 14 로 부터 이격거리 4.368 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,844.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,227.242
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,484.592
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-61.479
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-4,103.065
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	582.473
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	225.461
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	21.237
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	564.703
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	12.890
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	7.557
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	40.977
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	448.136
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

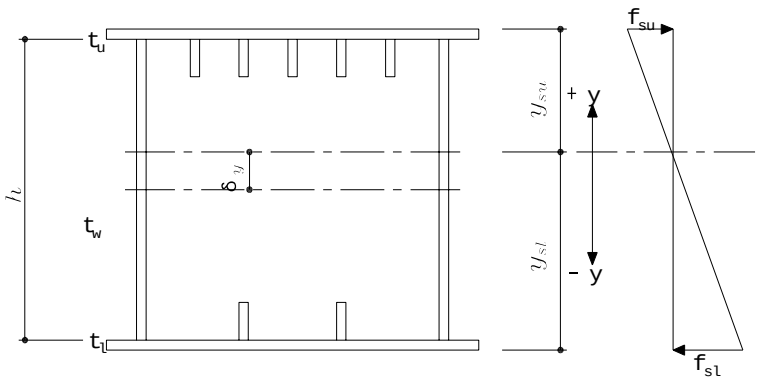
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	928.0	2.940E+07	2.728E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	847.0	3.557E+06	3.013E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,844.0 × 12.0	22,128.0	-	-	-	6.270E+09
R - WEB	1 - 1,844.0 × 12.0	22,128.0	-	-	-	6.270E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-847.0	-8.894E+06	7.533E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-929.0	-3.434E+07	3.190E+10	6.037E+05
강재 단면 합계		127,596.0	-	-1.027E+07	6.973E+10	1.257E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,152.0	14,852,160.0	17,109,688,320.0	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	1,012.0	13,047,210.0	13,203,776,520.0	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.790E+07	3.031E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,092.0	1.179E+09	1.288E+12	5.184E+09

※ A_s = 127,596.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2 A_r = 25,785.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -10,272,900.0 / 127,596.0 = -80.511 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,844.0 / 2 + 12.0 - -80.511 = 1,014.511 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,844.0 / 2 + 14.0 + -80.511 } = -855.489 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 12,568,985,508.0 + 69,726,216,780.0 - 127,596.0 × -80.511² = 8.147E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -3,227.242×1,014.5/81,468,119,351.2 = **-40.188** MPa

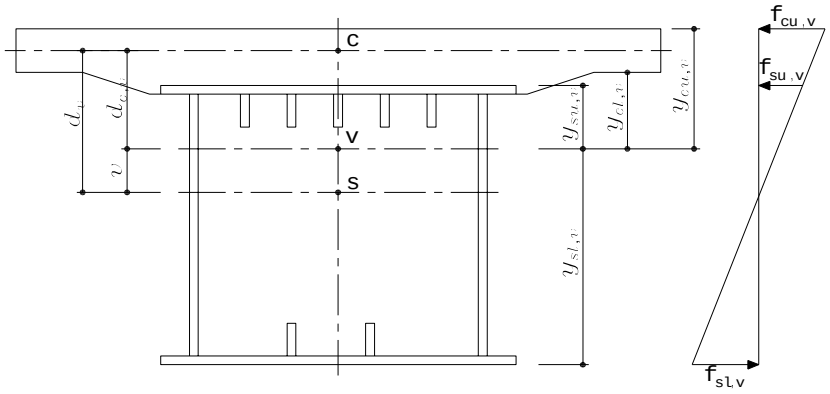
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -3,227.242×-855.5/81,468,119,351.2 = **33.889** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.479E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 582.473 / 44,256.0 + 12.890 / (2 × 4,479,084.0 × 12.0) = 13.281 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 127,596.0 + 25,785.0 = 153,381.0 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,014.5 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,162.5 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,162.5 / 153,381.0 = 195.4 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,162.5 - 195.4 = 967.1 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 81,468,119,351.2+127,596.0×195.4² +0.0+25,785.0×967.1² = 1.105E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,014.5 - 195.4 = 819.1 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -855.5 - 195.4 = -1,050.9 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 967.1 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 1,037.1 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 967.1 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 897.1 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,484.592 × 819.1 / 110,456,695,259.4 = **-11.009** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,484.592 × -1,050.9 / 110,456,695,259.4 = **14.125** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,484.592 × 1,037.1 / 110,456,695,259.4 = **-13.939** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,484.592 × 897.1 / 110,456,695,259.4 = **-12.057** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.520E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 225.461 / 44,256.0 + 7.557 / (2 × 4,520,432.6 × 12.0) = 5.164 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -4,103.065 × 819.1 / 110,456,695,259.4 = **-30.426** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -4,103.065 × -1,050.9 / 110,456,695,259.4 = **39.038** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -4,103.065 × 1,037.1 / 110,456,695,259.4 = **-38.524** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -4,103.065 × 897.1 / 110,456,695,259.4 = **-33.323** MPa

▪ 전단응력 검토

$v = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 564.703 / 44,256.0 + 448.136 / (2 × 4,520,432.6 × 12.0) = 16.891 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -61.479 × 819.1 / 110,456,695,259.4 = **-0.456** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -61.479 × -1,050.9 / 110,456,695,259.4 = **0.585** MPa

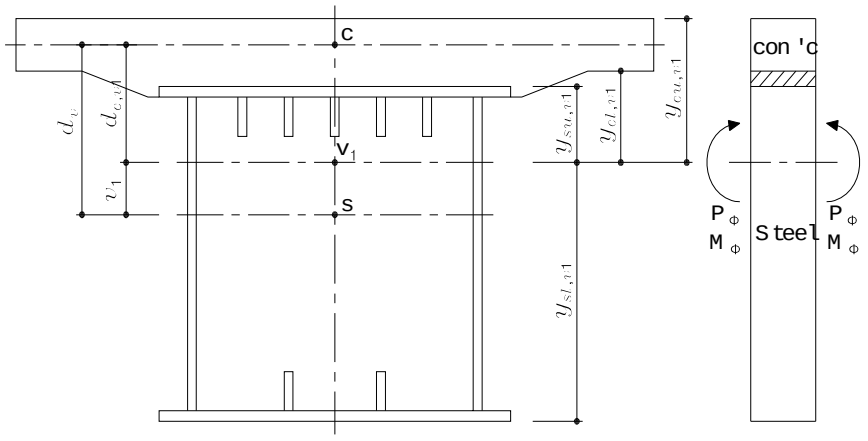
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -61.479 × 1,037.1 / 110,456,695,259.4 = **-0.082** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -61.479 × 897.1 /110,456,695,259.4 = **-0.071** MPa

▪ 전단응력 검토

$v = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 21.237 / 44,256.0 + 40.977 / (2 × 4,520,432.6 × 12.0) = 0.858 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 127,596.0 + 154,285.7 = 281,881.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,014.5 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,172.5 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,172.5 / 281,881.7 = 641.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,172.5 - 641.8 = 530.7 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.052 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,596.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.047E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,172.5 / 204,738.9 = 441.8 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,172.5 - 441.8 = 730.7 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (81,468,119,351.2 + 127,596.0×641.8²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 530.7²) = 1.561E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,484.6 × 530.7 × 1,080,000.0 / (7.0 × 156,120,845,126.6) = -7.787E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -778,680.3 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -7.787E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -778,680.3 × 730.7 = -5.690E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -778,680.3/153,381.0 + 0.052 \times -569,000,916.0 \times 1,037.1/110,456,695,259.4 = \mathbf{-5.356}$ MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -778,680.3/153,381.0 + 0.052 \times -569,000,916.0 \times 897.1/110,456,695,259.4 = \mathbf{-5.318}$ MPa

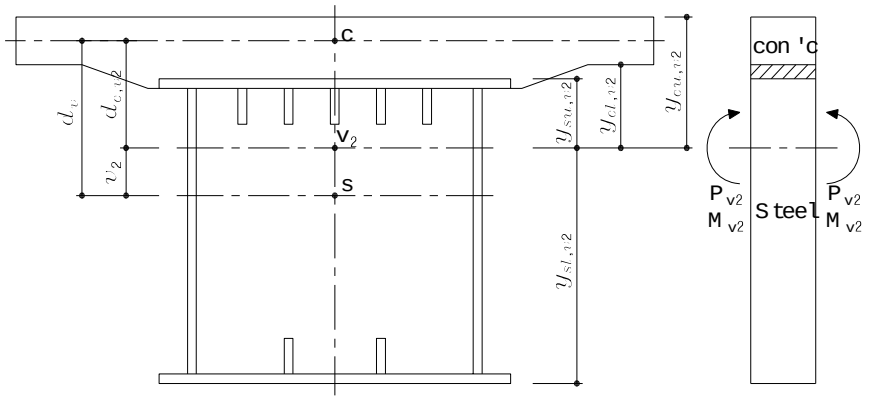
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -778,680.3/153,381.0 + 0.052 \times -569,000,916.0 \times 819.1/110,456,695,259.4 = \mathbf{-5.297}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -778,680.3/153,381.0 + 0.052 \times -569,000,916.0 \times -1,050.9/110,456,695,259.4 = \mathbf{-4.794}$ MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,596.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.790E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,172.5 / 179,024.6 = 336.8$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,172.5 - 336.8 = 835.7$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4\times835.7 = 2.379E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,381.0 + 0.052\times2,378,830,414.2\times1,037.1/110,456,695,259.4$

$= \mathbf{19.726}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,381.0 + 0.052\times2,378,830,414.2\times897.1/110,456,695,259.4$

$= \mathbf{19.568}$ MPa

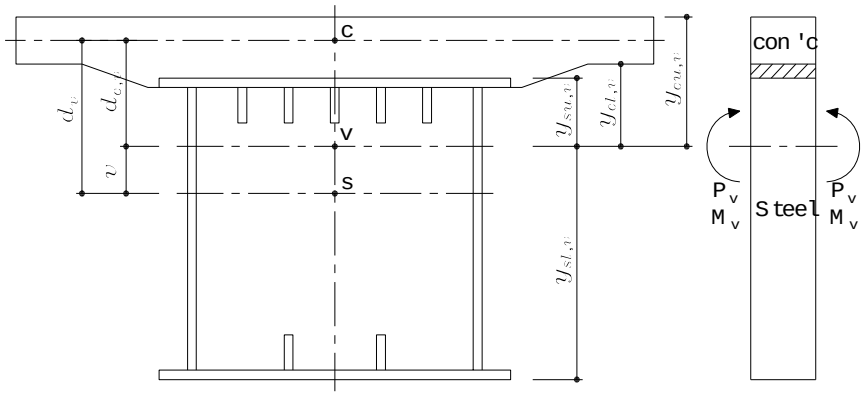
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,381.0 + 0.052\times2,378,830,414.2\times819.1/110,456,695,259.4 = \mathbf{19.480}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/153,381.0 + 0.052\times2,378,830,414.2\times-1,050.9/110,456,695,259.4 = \mathbf{17.376}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,795,428.6 × 530.7 = 2.014E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/153,381.0 + 0.052×2,014,410,413.2×1,037.1/110,456,695,259.4
- 205,000.0×0.000120 = **1.133** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/153,381.0 + 0.052×2,014,410,413.2×897.1/110,456,695,259.4
- 205,000.0×0.000120 = **1.000** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/153,381.0+0.052×2,014,410,413.2×819.1/110,456,695,259.4 = **25.526** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/153,381.0+0.052×2,014,410,413.2×-1,050.9/110,456,695,259.4 = **23.744** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,372.637/44,256.0 + 12.890/107,498,016.0 + 455.693/108,490,381.7 = 35.336$ MPa

※ υ = 35.3 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 829.171/44,256.0 + 12.890/107,498,016.0 + 48.534/108,490,381.7 = 19.303$ MPa

※ υ = 19.3 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,383.255/44,256.0 + 12.890/107,498,016.0 + 476.181/108,490,381.7 = 35.765$ MPa

※ υ = 35.8 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(14.0\times1.0\times6)^{23.000000}\} = 188.8$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(14.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 269.5$ MPa

사용 t_l = 14.0 mm ∴ f_{ca} = 188.8 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-40.188	33.889	215.000	188.814
1+2+3	-52.463	-45.380	160.000	160.000	-81.623	87.052	215.000	188.814
1+2+3+5	-57.819	-50.699	160.000	160.000	-86.920	82.258	215.000	188.814
1+2+3+5+6	-38.093	-31.131	160.000	160.000	-67.440	99.634	215.000	188.814
1+2+3+5+6+7	-36.960	-30.131	184.000	184.000	-41.914	123.378	247.250	217.136
1+2+3+5+6-7	-39.226	-32.130	184.000	184.000	-92.965	75.890	247.250	217.136
1+2+4	-14.021	-12.129	192.000	192.000	-51.653	48.599	258.000	226.577
1+2+3+0.5×4	-52.504	-45.416	200.000	200.000	-81.851	87.344	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5	-57.860	-50.734	200.000	200.000	-87.148	82.550	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6	-38.134	-31.166	200.000	200.000	-67.668	99.927	268.750	236.018
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-37.001	-30.166	216.000	216.000	-42.142	123.670	290.250	254.899
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-39.267	-32.166	216.000	216.000	-93.193	76.183	290.250	254.899

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.035	0.032	0.080	0.080	0.115	0.112	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.144	0.213	0.080	0.080	0.224	0.292	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.163	0.190	0.080	0.080	0.243	0.270	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.098	0.278	0.080	0.080	0.178	0.358	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.029	0.323	0.080	0.080	0.109	0.403	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.141	0.122	0.080	0.080	0.221	0.202	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.040	0.046	0.017	0.017	0.057	0.063	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.093	0.137	0.052	0.052	0.145	0.189	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.105	0.122	0.052	0.052	0.158	0.175	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.063	0.179	0.052	0.052	0.116	0.232	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.021	0.235	0.052	0.052	0.073	0.288	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.103	0.089	0.052	0.052	0.155	0.142	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-86.920}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{35.336}{125.000}\right) = 0.163 + 0.080 = 0.243 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{123.378}{217.136}\right)^2 + \left(\frac{35.336}{125.000}\right) = 0.323 + 0.080 = 0.403 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,844.0 /(206 ×1.200) = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 33.889) = 2.52 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

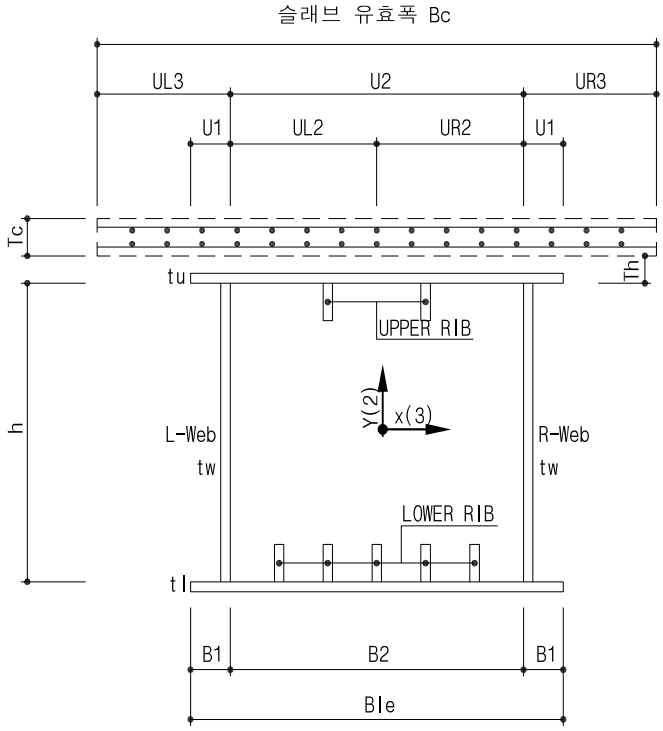
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-52.245	44.056	355.000	O.K !!
1+2+3	-100.947	-87.319	240.000	O.K !!	-131.972	146.349	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-102.080	-88.319	240.000	O.K !!	-157.498	170.093	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-106.303	-92.638	240.000	O.K !!	-137.269	141.555	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-86.577	-73.069	240.000	O.K !!	-117.789	158.932	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-85.444	-72.070	240.000	O.K !!	-92.263	182.676	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-87.710	-74.069	240.000	O.K !!	-143.314	135.188	355.000	O.K !!
1+2+4	-18.203	-15.746	240.000	O.K !!	-67.012	63.003	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-100.988	-87.355	240.000	O.K !!	-132.200	146.642	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-99.855	-86.355	240.000	O.K !!	-106.674	170.386	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-106.344	-92.673	240.000	O.K !!	-137.497	141.848	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-86.618	-73.105	240.000	O.K !!	-118.017	159.224	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-85.485	-72.105	240.000	O.K !!	-92.491	182.968	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-87.751	-74.105	240.000	O.K !!	-143.542	135.480	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 10] : 절점 16 로 부터 이격거리 0.624 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,312.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,514.1	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,514.1	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,193.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-7,721.475
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,156.999
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-300.065
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-5,610.304
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	843.700
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	284.934
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	107.716
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	745.067
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-243.723
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-142.942
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-244.190
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-681.611
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

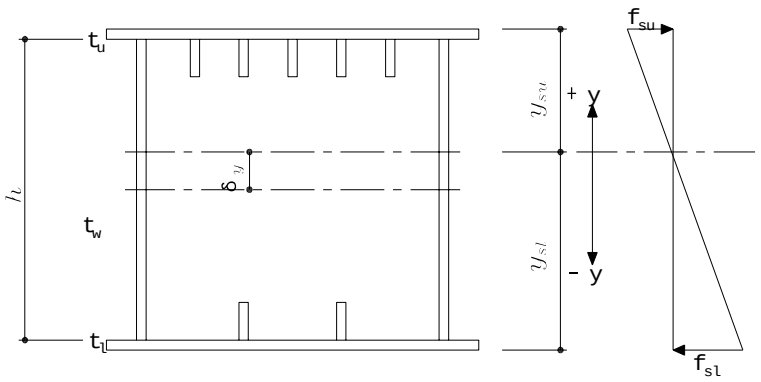
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,514.1 × 12.0	30,169.0	1,102.5	3.326E+07	3.667E+10	3.620E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,021.5	4.290E+06	4.383E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,193.0 × 12.0	26,316.0	-	-	-	1.055E+10
R - WEB	1 - 2,193.0 × 12.0	26,316.0	-	-	-	1.055E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,021.5	-1.073E+07	1.096E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,514.1 × 16.0	40,225.3	-1,104.5	-4.443E+07	4.907E+10	8.581E+05
강재 단면 합계		137,726.2	-	-1.760E+07	1.011E+11	2.112E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,353.9	1,326.5	16,387,497.8	21,738,015,869.4	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,353.9	1,186.5	14,657,946.6	17,391,653,648.6	-
RE-Bar 합계		24,707.9		3.105E+07	3.913E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,312.0 × 240.0	1,034,884.8	1,266.5	1.311E+09	1.660E+12	4.967E+09

※ A_s = 137,726.2 mm^2 A_{c1} = 1,034,884.8 mm^2 A_r = 24,707.9 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -17,602,993.4 / 137,726.2 = -127.811 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,193.0 / 2 + 12.0 - -127.811 = 1,236.311 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,193.0 / 2 + 16.0 + -127.811 } = -984.689 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 21,122,148,780.8 + 101,081,088,144.9 - 137,726.2 × -127.811² = 1.200E+11 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -7,721.475×1,236.3/119,953,372,446.5 = **-79.582** MPa

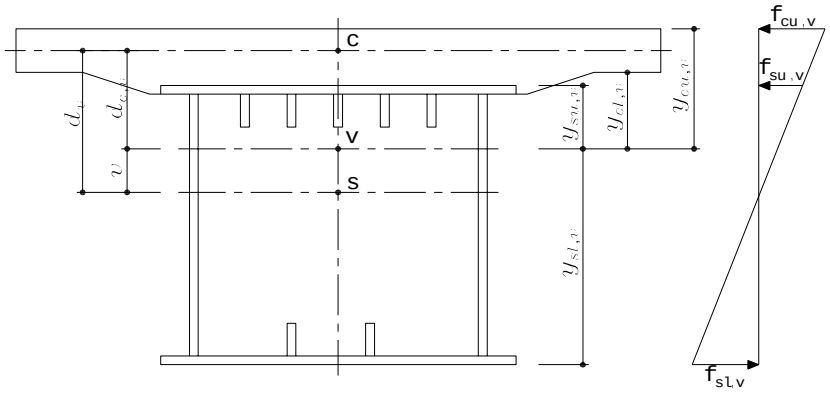
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -7,721.475×-984.7/119,953,372,446.5 = **63.385** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 5.184E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 843.700 / 52,632.0 + 243.723 / (2 × 5,184,331.3 × 12.0) = 17.989 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 137,726.2 + 24,707.9 = 162,434.1 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,236.3 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,353.9/24,707.9 = 1,384.3 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,707.9 × 1,384.3 / 162,434.1 = 210.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,384.3 - 210.6 = 1,173.7 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 119,953,372,446.5+137,726.2×210.6² +0.0+24,707.9×1,173.7² = 1.601E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,236.3 - 210.6 = 1,025.7 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -984.7 - 210.6 = -1,195.3 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,173.7 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,353.9 / 24,707.9 = 1,243.7 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,173.7 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,353.9 / 24,707.9 = 1,103.7 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,156.999 × 1,025.7 / 160,099,389,950.7 = **-20.227** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,156.999 × -1,195.3 / 160,099,389,950.7 = **23.569** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,156.999 × 1,243.7 / 160,099,389,950.7 = **-24.525** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,156.999 × 1,103.7 / 160,099,389,950.7 = **-21.765** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.225E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 284.934 / 52,632.0 + 142.942 / (2 × 5,224,600.5 × 12.0) = 6.554 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,610.304 × 1,025.7 / 160,099,389,950.7 = **-35.945** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,610.304 × -1,195.3 / 160,099,389,950.7 = **41.885** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,610.304 × 1,243.7 / 160,099,389,950.7 = **-43.584** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,610.304 × 1,103.7 / 160,099,389,950.7 = **-38.678** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 745.067 / 52,632.0 + 681.611 / (2 × 5,224,600.5 × 12.0) = 19.592 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -300.065 × 1,025.7 / 160,099,389,950.7 = **-1.922** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -300.065 × -1,195.3 / 160,099,389,950.7 = **2.240** MPa

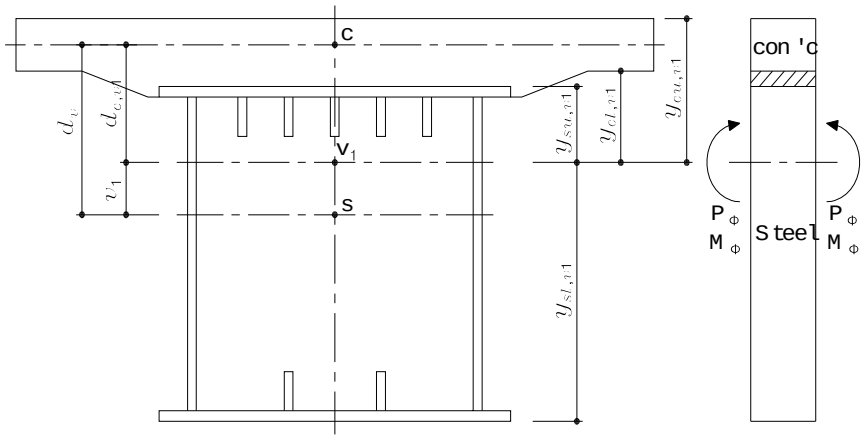
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -300.065 × 1,243.7 / 160,099,389,950.7 = **-0.333** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -300.065 × 1,103.7 /160,099,389,950.7 = **-0.296** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 107.716 / 52,632.0 + 244.190 / (2 × 5,224,600.5 × 12.0) = 3.994 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,034,884.8 / 7.0 = 147,840.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,967,447,040.0 / 7.0 = 7.096E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 137,726.2 + 147,840.7 = 285,566.9 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,236.3 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,394.3 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 147,840.7 × 1,394.3 / 285,566.9 = 721.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,394.3 - 721.8 = 672.5 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.130 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 137,726.2 + 1,034,884.8 / 14.0 = 2.116E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,034,884.8/14.0)×1,394.3 / 211,646.6 = 487.0 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,394.3 - 487.0 = 907.3 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (119,953,372,446.5 + 137,726.2×721.8²) + (4,967,447,040.0/7.0 + 1,034,884.8/7.0 × 672.5²) = 2.255E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -3,157.0 × 672.5 × 1,034,884.8 / (7.0 × 225,499,772,012.9) = -1.392E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,391,845.0 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.392E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,391,845.0 × 907.3 = -1.263E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,391,845.0/162,434.1 + 0.130 \times -1,262,862,606.2 \times 1,243.7/160,099,389,950.7 =$ **-9.847** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,391,845.0/162,434.1 + 0.130 \times -1,262,862,606.2 \times 1,103.7/160,099,389,950.7 =$ **-9.703** MPa

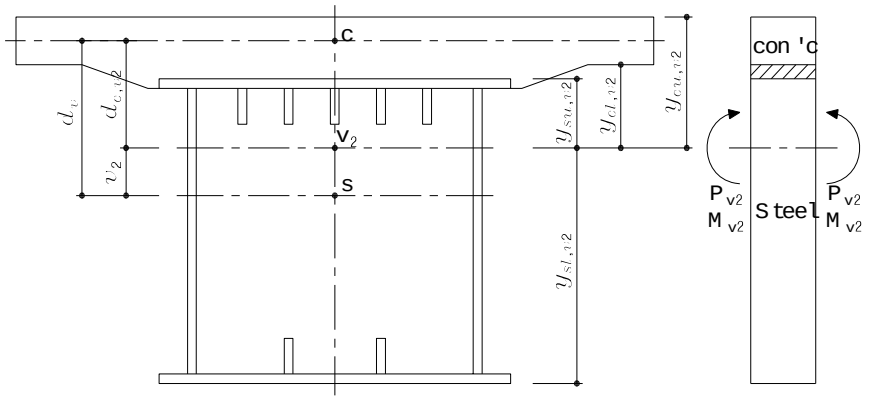
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,391,845.0/162,434.1 + 0.130 \times -1,262,862,606.2 \times 1,025.7/160,099,389,950.7 =$ **-9.623** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,391,845.0/162,434.1 + 0.130 \times -1,262,862,606.2 \times -1,195.3/160,099,389,950.7 =$ **-7.340** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 137,726.2 + 1,034,884.8 / 21.0 = 1.870E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,034,884.8/21.0)\times1,394.3 / 187,006.5 = 367.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,394.3 - 367.4 = 1,026.9$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,034,884.8 / 21.0 = 2.728E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,727,660.7 \times 1,026.9 = 2.801E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,727,660.7/162,434.1 + 0.130\times2,800,981,247.2\times1,243.7/160,099,389,950.7$

$= \mathbf{19.628}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,727,660.7/162,434.1 + 0.130\times2,800,981,247.2\times1,103.7/160,099,389,950.7$

$= \mathbf{19.308}$ MPa

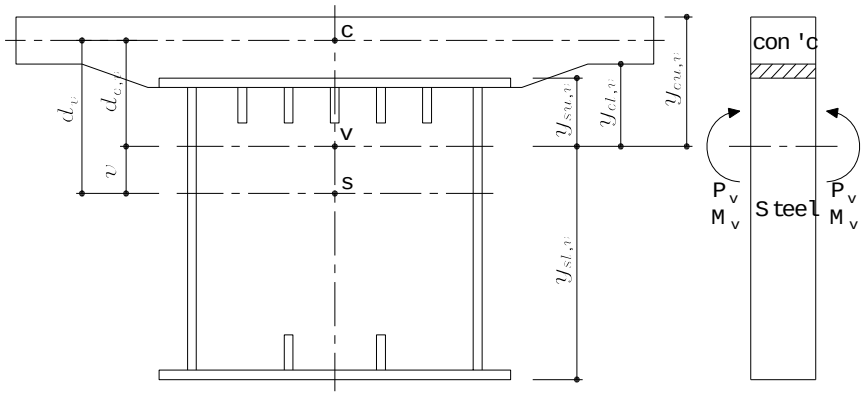
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,727,660.7/162,434.1 + 0.130\times2,800,981,247.2\times1,025.7/160,099,389,950.7 = \mathbf{19.131}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,727,660.7/162,434.1 + 0.130\times2,800,981,247.2\times-1,195.3/160,099,389,950.7 = \mathbf{14.068}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,034,884.8 / 7.0 = 3.637E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,636,880.9 × 672.5 = 2.446E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,636,880.9/162,434.1 + 0.130×2,445,668,898.9×1,243.7/160,099,389,950.7
- 205,000.0×0.000120 = **0.265** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,636,880.9/162,434.1 + 0.130×2,445,668,898.9×1,103.7/160,099,389,950.7
- 205,000.0×0.000120 = **-0.013** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,636,880.9/162,434.1+0.130×2,445,668,898.9×1,025.7/160,099,389,950.7 = **24.432** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,636,880.9/162,434.1+0.130×2,445,668,898.9×-1,195.3/160,099,389,950.7 = **20.011** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,873.701/52,632.0 + 243.723/124,423,950.7 + 824.554/125,390,412.9 = 44.135$ MPa

※ υ = 44.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,236.350/52,632.0 + 243.723/124,423,950.7 + 387.132/125,390,412.9 = 28.537$ MPa

※ υ = 28.5 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,927.559/52,632.0 + 243.723/124,423,950.7 + 946.649/125,390,412.9 = 46.132$ MPa

※ υ = 46.1 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 205.6$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(16.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 352.0$ MPa

사용 t_l = 16.0 mm ∴ f_{ca} = 205.6 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-79.582	63.385	215.000	205.600
1+2+3	-68.109	-60.443	160.000	160.000	-135.754	128.839	215.000	205.600
1+2+3+5	-77.956	-70.146	160.000	160.000	-145.376	121.499	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-58.329	-50.837	160.000	160.000	-126.246	135.567	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-58.063	-50.851	184.000	184.000	-101.814	155.578	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-58.594	-50.824	184.000	184.000	-150.677	115.556	247.250	236.440
1+2+4	-24.858	-22.060	192.000	192.000	-101.731	89.194	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-68.276	-60.591	200.000	200.000	-136.715	129.959	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-78.123	-70.294	200.000	200.000	-146.338	122.619	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-58.495	-50.985	200.000	200.000	-127.207	136.687	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-58.230	-50.998	216.000	216.000	-102.776	156.698	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-58.761	-50.972	216.000	216.000	-151.639	116.676	290.250	277.560

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.137	0.095	0.125	0.125	0.262	0.220	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.399	0.393	0.125	0.125	0.523	0.517	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.457	0.349	0.125	0.125	0.582	0.474	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.345	0.435	0.125	0.125	0.469	0.559	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.170	0.433	0.125	0.125	0.294	0.558	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.371	0.239	0.125	0.125	0.496	0.364	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.155	0.131	0.036	0.036	0.192	0.167	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.259	0.256	0.087	0.087	0.346	0.343	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.296	0.228	0.087	0.087	0.384	0.315	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.224	0.283	0.087	0.087	0.311	0.370	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.125	0.319	0.087	0.087	0.213	0.406	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.273	0.177	0.087	0.087	0.360	0.264	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-145.376}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{44.135}{125.000}\right) = 0.457 + 0.125 = 0.582 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{135.567}{205.600}\right)^2 + \left(\frac{44.135}{125.000}\right) = 0.435 + 0.125 = 0.559 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 2,193.0 /(206 ×1.200) = 8.9 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 63.385) = 1.84 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

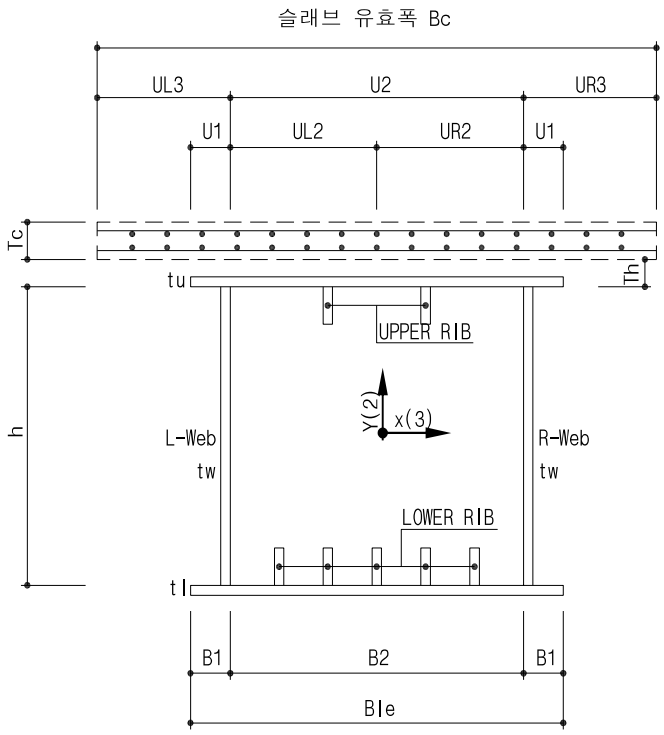
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-103.457	82.401	355.000	O.K !!
1+2+3	-125.589	-111.452	240.000	O.K !!	-207.033	203.093	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-125.854	-111.465	240.000	O.K !!	-231.464	223.104	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-135.436	-121.155	240.000	O.K !!	-216.656	195.753	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-115.808	-101.847	240.000	O.K !!	-197.525	209.821	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-115.543	-101.860	240.000	O.K !!	-173.093	229.832	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-116.073	-101.833	240.000	O.K !!	-221.956	189.810	355.000	O.K !!
1+2+4	-32.216	-28.590	240.000	O.K !!	-131.674	115.281	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-125.755	-111.600	240.000	O.K !!	-207.994	204.213	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-125.490	-111.613	240.000	O.K !!	-183.562	224.224	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-135.602	-121.303	240.000	O.K !!	-217.617	196.873	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-115.975	-101.994	240.000	O.K !!	-198.486	210.941	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-115.709	-102.008	240.000	O.K !!	-174.055	230.952	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-116.240	-101.981	240.000	O.K !!	-222.918	190.930	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 11] : 절점 17 로 부터 이격거리 4.368 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,236.4	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,463.4	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,463.4	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,193.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-6,761.396
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,715.892
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-247.991
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-5,126.437
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1,058.293
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-385.664
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-98.116
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-791.482
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-381.040
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-68.573
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-129.204
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-926.477
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

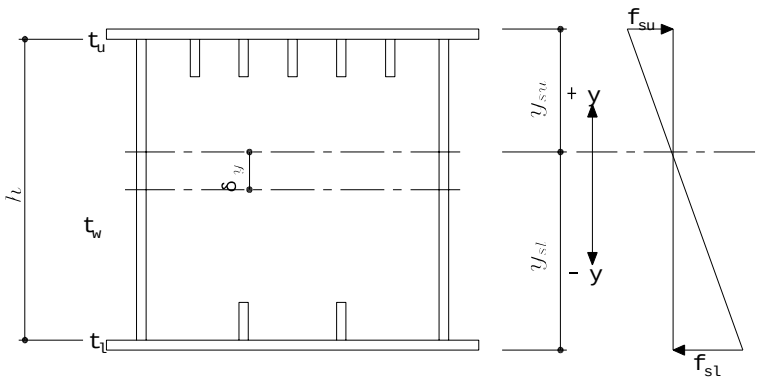
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,463.4 × 12.0	29,560.8	1,102.5	3.259E+07	3.593E+10	3.547E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,021.5	4.290E+06	4.383E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,193.0 × 12.0	26,316.0	-	-	-	1.055E+10
R - WEB	1 - 2,193.0 × 12.0	26,316.0	-	-	-	1.055E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,021.5	-1.073E+07	1.096E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,463.4 × 16.0	39,414.4	-1,104.5	-4.353E+07	4.808E+10	8.408E+05
강재 단면 합계		136,307.2	-	-1.738E+07	9.935E+10	2.112E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,137.2	1,326.5	16,099,957.9	21,356,594,104.1	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,137.2	1,186.5	14,400,753.9	17,086,494,462.1	-
RE-Bar 합계		24,274.3		3.050E+07	3.844E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,236.4 × 240.0	1,016,726.4	1,266.5	1.288E+09	1.631E+12	4.880E+09

※ A_s = 136,307.2 mm^2 A_{c1} = 1,016,726.4 mm^2 A_r = 24,274.3 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -17,377,872.8 / 136,307.2 = -127.490 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,193.0 / 2 + 12.0 - -127.490 = 1,235.990 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 2,193.0 / 2 + 16.0 + -127.490 } = -985.010 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 21,122,124,184.1 + 99,352,656,931.6 - 136,307.2 × -127.490² = 1.183E+11 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -6,761.396×1,236.0/118,259,267,459.4 = **-70.667** MPa

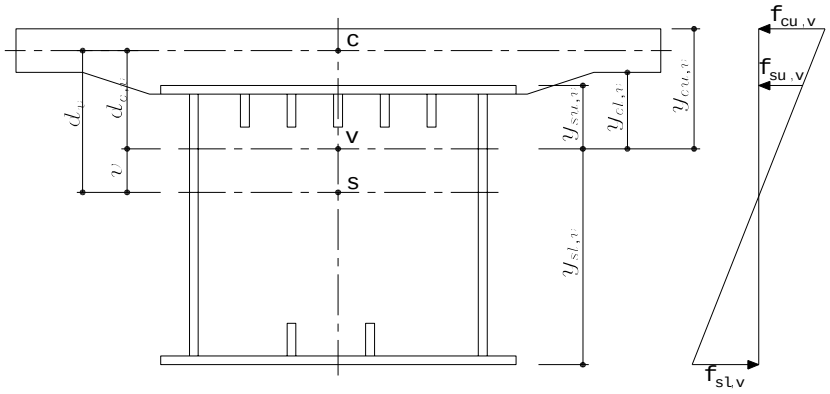
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -6,761.396×-985.0/118,259,267,459.4 = **56.317** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 5.128E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,058.293 / 52,632.0 + 381.040 / (2 × 5,128,405.9 × 12.0) = 23.203 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 136,307.2 + 24,274.3 = 160,581.5 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,236.0 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,137.2/24,274.3 = 1,384.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,274.3 × 1,384.0 / 160,581.5 = 209.2 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,384.0 - 209.2 = 1,174.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 118,259,267,459.4+136,307.2×209.2² +0.0+24,274.3×1,174.8² = 1.577E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,236.0 - 209.2 = 1,026.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -985.0 - 209.2 = -1,194.2 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,174.8 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,137.2 / 24,274.3 = 1,244.8 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,174.8 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,137.2 / 24,274.3 = 1,104.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,715.892 × 1,026.8 / 157,726,517,586.6 = **-17.680** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,715.892 × -1,194.2 / 157,726,517,586.6 = **20.563** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,715.892 × 1,244.8 / 157,726,517,586.6 = **-21.434** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,715.892 × 1,104.8 / 157,726,517,586.6 = **-19.023** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.168E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 385.664 / 52,632.0 + 68.573 / (2 × 5,168,240.8 × 12.0) = 7.880 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,126.437 × 1,026.8 / 157,726,517,586.6 = **-33.372** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,126.437 × -1,194.2 / 157,726,517,586.6 = **38.815** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,126.437 × 1,244.8 / 157,726,517,586.6 = **-40.458** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,126.437 × 1,104.8 / 157,726,517,586.6 = **-35.908** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 791.482 / 52,632.0 + 926.477 / (2 × 5,168,240.8 × 12.0) = 22.507 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -247.991 × 1,026.8 / 157,726,517,586.6 = **-1.614** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -247.991 × -1,194.2 / 157,726,517,586.6 = **1.878** MPa

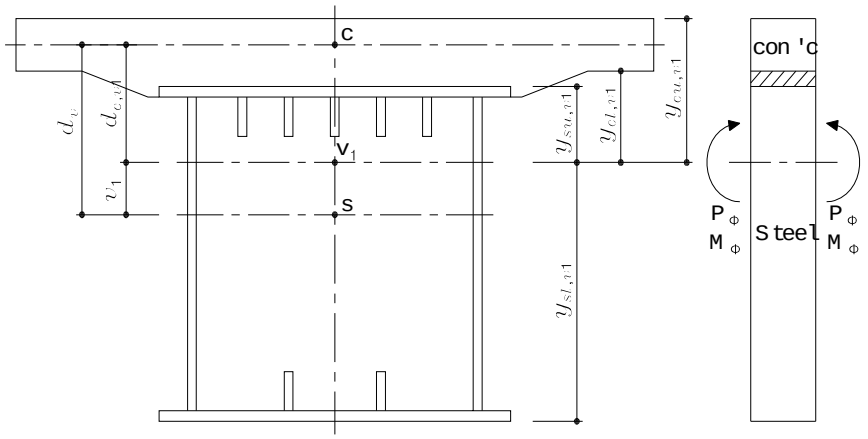
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -247.991 × 1,244.8 / 157,726,517,586.6 = **-0.280** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -247.991 × 1,104.8 /157,726,517,586.6 = **-0.248** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 98.116 / 52,632.0 + 129.204 / (2 × 5,168,240.8 × 12.0) = 2.906 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,016,726.4 / 7.0 = 145,246.6 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,880,286,720.0 / 7.0 = 6.972E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 136,307.2 + 145,246.6 = 281,553.8 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,236.0 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,394.0 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 145,246.6 × 1,394.0 / 281,553.8 = 719.1 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,394.0 - 719.1 = 674.9 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.149 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 136,307.2 + 1,016,726.4 / 14.0 = 2.089E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,016,726.4/14.0)×1,394.0 / 208,930.5 = 484.5 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,394.0 - 484.5 = 909.4 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (118,259,267,459.4 + 136,307.2×719.1²) + (4,880,286,720.0/7.0 + 1,016,726.4/7.0 × 674.9²) = 2.222E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -2,715.9 × 674.9 × 1,016,726.4 / (7.0 × 222,173,689,287.7) = -1.198E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,198,238.1 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.198E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,198,238.1 × 909.4 = -1.090E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_{\phi}/A_v + k \cdot M_{\phi} \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,198,238.1/160,581.5 + 0.149 \times -1,089,732,402.7 \times 1,244.8/157,726,517,586.6 =$ **-8.742** MPa

$f_{rl,v1} = P_{\phi}/A_v + k \cdot M_{\phi} \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,198,238.1/160,581.5 + 0.149 \times -1,089,732,402.7 \times 1,104.8/157,726,517,586.6 =$ **-8.598** MPa

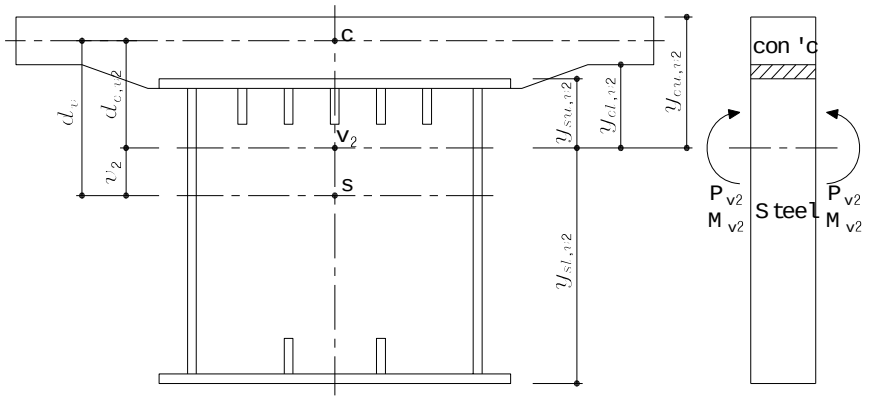
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_{\phi}/A_v + k \cdot M_{\phi} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,198,238.1/160,581.5 + 0.149 \times -1,089,732,402.7 \times 1,026.8/157,726,517,586.6 =$ **-8.518** MPa

$f_{sl,v1} = P_{\phi}/A_v + k \cdot M_{\phi} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,198,238.1/160,581.5 + 0.149 \times -1,089,732,402.7 \times -1,194.2/157,726,517,586.6 =$ **-6.234** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 136,307.2 + 1,016,726.4 / 21.0 = 1.847E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,016,726.4/21.0)\times1,394.0 / 184,722.7 = 365.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,394.0 - 365.4 = 1,028.6$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,016,726.4 / 21.0 = 2.680E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,679,800.3 \times 1,028.6 = 2.757E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,679,800.3/160,581.5 + 0.149\times2,756,516,982.6\times1,244.8/157,726,517,586.6$

$= \mathbf{19.926}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,679,800.3/160,581.5 + 0.149\times2,756,516,982.6\times1,104.8/157,726,517,586.6$

$= \mathbf{19.561}$ MPa

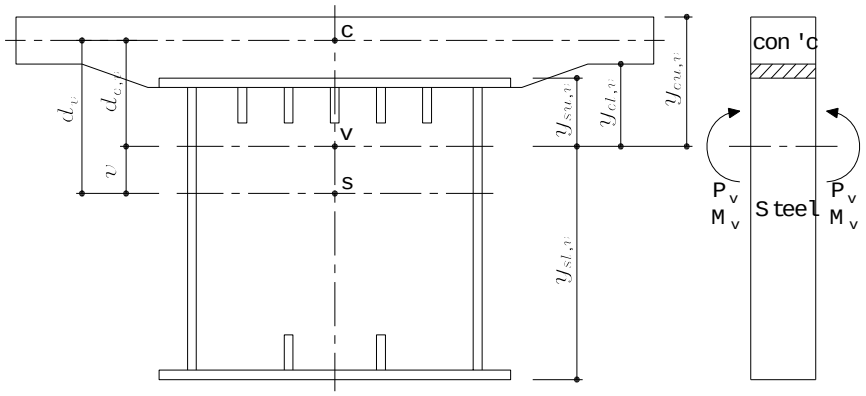
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,679,800.3/160,581.5 + 0.149\times2,756,516,982.6\times1,026.8/157,726,517,586.6 = \mathbf{19.359}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,679,800.3/160,581.5 + 0.149\times2,756,516,982.6\times-1,194.2/157,726,517,586.6 = \mathbf{13.582}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,016,726.4 / 7.0 = 3.573E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,573,067.1 × 674.9 = 2.411E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,573,067.1/160,581.5 + 0.149×2,411,339,389.2×1,244.8/157,726,517,586.6
- 205,000.0×0.000120 = **0.483** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,573,067.1/160,581.5 + 0.149×2,411,339,389.2×1,104.8/157,726,517,586.6
- 205,000.0×0.000120 = **0.164** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,573,067.1/160,581.5+0.149×2,411,339,389.2×1,026.8/157,726,517,586.6 = **24.587** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,573,067.1/160,581.5+0.149×2,411,339,389.2×-1,194.2/157,726,517,586.6 = **19.534** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,235.439/52,632.0 + 381.040/123,081,741.6 + 995.050/124,037,778.2 = 53.591$ MPa

※ υ = 53.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,542.073/52,632.0 + 381.040/123,081,741.6 + 197.778/124,037,778.2 = 33.989$ MPa

※ υ = 34.0 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,284.497/52,632.0 + 381.040/123,081,741.6 + 1,059.652/124,037,778.2 = 55.044$ MPa

※ υ = 55.0 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 205.6$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(16.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 352.0$ MPa

사용 t_l = 16.0 mm ∴ f_{ca} = 205.6 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-70.667	56.317	215.000	205.600
1+2+3	-61.892	-54.931	160.000	160.000	-121.719	115.695	215.000	205.600
1+2+3+5	-70.633	-63.529	160.000	160.000	-130.237	109.461	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-50.708	-43.967	160.000	160.000	-110.878	123.043	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-50.225	-43.803	184.000	184.000	-86.292	142.577	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-51.191	-44.131	184.000	184.000	-135.465	103.510	247.250	236.440
1+2+4	-21.713	-19.271	192.000	192.000	-89.961	78.758	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-62.032	-55.055	200.000	200.000	-122.527	116.634	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-70.773	-63.653	200.000	200.000	-131.044	110.400	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-50.848	-44.091	200.000	200.000	-111.686	123.982	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-50.365	-43.927	216.000	216.000	-87.099	143.516	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-51.331	-44.256	216.000	216.000	-136.273	104.448	290.250	277.560

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.108	0.075	0.184	0.184	0.292	0.259	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.321	0.317	0.184	0.184	0.504	0.500	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.367	0.283	0.184	0.184	0.551	0.467	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.266	0.358	0.184	0.184	0.450	0.542	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.122	0.364	0.184	0.184	0.306	0.547	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.300	0.192	0.184	0.184	0.484	0.375	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.122	0.102	0.051	0.051	0.173	0.153	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.208	0.206	0.124	0.124	0.332	0.330	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.238	0.185	0.124	0.124	0.362	0.309	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.173	0.233	0.124	0.124	0.297	0.357	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.090	0.267	0.124	0.124	0.214	0.391	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.220	0.142	0.124	0.124	0.345	0.266	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-130.237}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{53.591}{125.000}\right) = 0.367 + 0.184 = 0.551 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{142.577}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{53.591}{125.000}\right) = 0.364 + 0.184 = 0.547 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 2,193.0 /(206 ×1.200) = 8.9 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 56.317) = 1.95 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

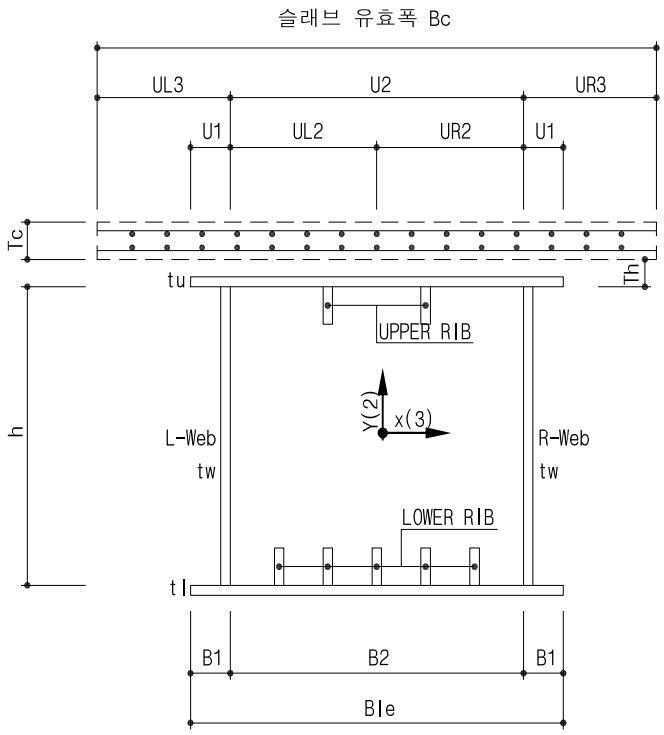
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-91.867	73.212	355.000	O.K !!
1+2+3	-114.848	-101.931	240.000	O.K !!	-186.602	183.396	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-115.331	-102.096	240.000	O.K !!	-211.189	202.930	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-123.590	-110.529	240.000	O.K !!	-195.120	177.162	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-103.665	-90.968	240.000	O.K !!	-175.761	190.744	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-103.182	-90.803	240.000	O.K !!	-151.174	210.278	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-104.148	-91.132	240.000	O.K !!	-200.348	171.211	355.000	O.K !!
1+2+4	-28.144	-24.978	240.000	O.K !!	-116.466	101.822	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-114.988	-102.056	240.000	O.K !!	-187.409	184.335	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-114.505	-101.891	240.000	O.K !!	-162.822	203.869	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-123.730	-110.653	240.000	O.K !!	-195.927	178.101	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-103.804	-91.092	240.000	O.K !!	-176.568	191.683	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-103.322	-90.928	240.000	O.K !!	-151.981	211.217	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-104.287	-91.256	240.000	O.K !!	-201.155	172.149	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 16] : 절점 28 로 부터 이격거리 0.624 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,234.2	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,462.1	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,462.1	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,193.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-8,382.526
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,591.425
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-222.725
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-5,278.550
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1,126.409
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	412.614
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	90.785
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	799.769
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	310.515
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	32.575
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	114.753
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	904.986
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

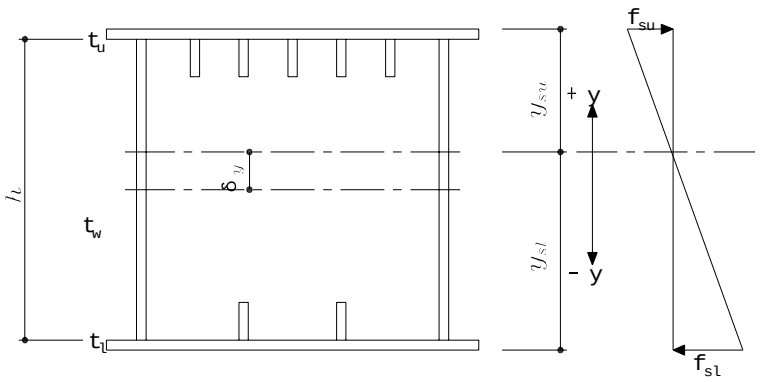
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,462.1 × 14.0	34,469.0	1,103.5	3.804E+07	4.197E+10	5.630E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,021.5	4.290E+06	4.383E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,193.0 × 12.0	26,316.0	-	-	-	1.055E+10
R - WEB	1 - 2,193.0 × 12.0	26,316.0	-	-	-	1.055E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,021.5	-1.073E+07	1.096E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,462.1 × 18.0	44,317.3	-1,105.5	-4.899E+07	5.416E+10	1.197E+06
강재 단면 합계		146,118.2	-	-1.739E+07	1.115E+11	2.112E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,131.1	1,326.5	16,091,863.0	21,345,856,219.3	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,131.1	1,186.5	14,393,513.3	17,077,903,541.3	-
RE-Bar 합계		24,262.1		3.049E+07	3.842E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,234.2 × 240.0	1,016,215.2	1,266.5	1.287E+09	1.630E+12	4.878E+09

※ A_s = 146,118.2 mm^2 A_{c1} = 1,016,215.2 mm^2 A_r = 24,262.1 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -17,391,661.5 / 146,118.2 = -119.025 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,193.0 / 2 + 14.0 - -119.025 = 1,229.525 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 2,193.0 / 2 + 18.0 + -119.025 } = -995.475 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 21,122,688,173.4 + 111,473,658,309.1 - 146,118.2 × -119.025² = 1.305E+11 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -8,382.526×1,229.5/130,526,311,353.9 = **-78.961** MPa

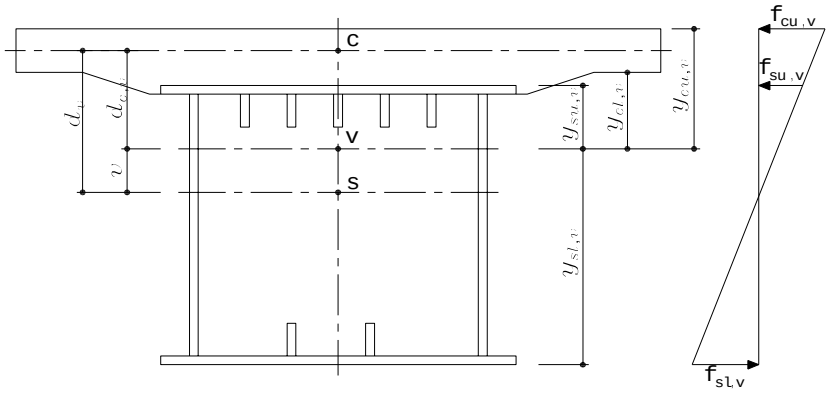
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -8,382.526×-995.5/130,526,311,353.9 = **63.930** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 5.132E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,126.409 / 52,632.0 + 310.515 / (2 × 5,131,584.3 × 12.0) = 23.923 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 146,118.2 + 24,262.1 = 170,380.4 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,229.5 - 14.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,131.1/24,262.1 = 1,375.5 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,262.1 × 1,375.5 / 170,380.4 = 195.9 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,375.5 - 195.9 = 1,179.7 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 130,526,311,353.9+146,118.2×195.9² +0.0+24,262.1×1,179.7² = 1.699E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,229.5 - 195.9 = 1,033.7 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -995.5 - 195.9 = -1,191.3 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,179.7 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,131.1 / 24,262.1 = 1,249.7 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,179.7 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,131.1 / 24,262.1 = 1,109.7 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,591.425 × 1,033.7 / 169,894,971,114.5 = **-21.850** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,591.425 × -1,191.3 / 169,894,971,114.5 = **25.184** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,591.425 × 1,249.7 / 169,894,971,114.5 = **-26.416** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,591.425 × 1,109.7 / 169,894,971,114.5 = **-23.457** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + TI/2)$ = 5.171E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 412.614 / 52,632.0 + 32.575 / (2 × 5,171,407.8 × 12.0) = 8.102 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,278.550 × 1,033.7 / 169,894,971,114.5 = **-32.115** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,278.550 × -1,191.3 / 169,894,971,114.5 = **37.015** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,278.550 × 1,249.7 / 169,894,971,114.5 = **-38.826** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,278.550 × 1,109.7 / 169,894,971,114.5 = **-34.476** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 799.769 / 52,632.0 + 904.986 / (2 × 5,171,407.8 × 12.0) = 22.487 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -222.725 × 1,033.7 / 169,894,971,114.5 = **-1.355** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -222.725 × -1,191.3 / 169,894,971,114.5 = **1.562** MPa

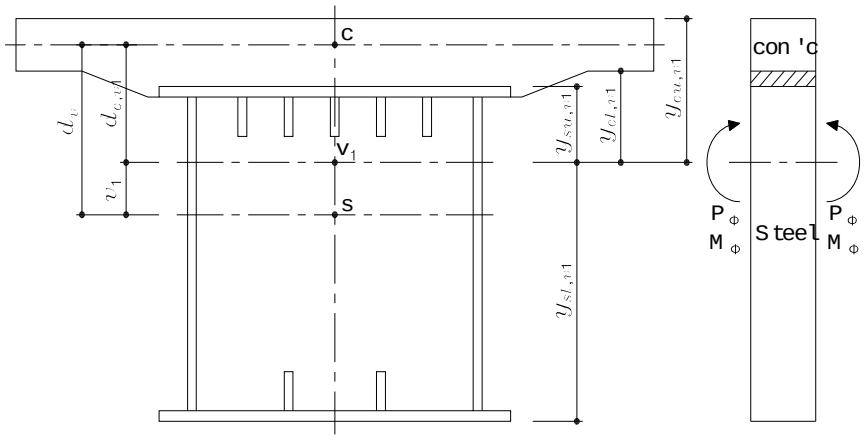
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -222.725 × 1,249.7 / 169,894,971,114.5 = **-0.234** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -222.725 × 1,109.7 /169,894,971,114.5 = **-0.208** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 90.785 / 52,632.0 + 114.753 / (2 × 5,171,407.8 × 12.0) = 2.649 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,016,215.2 / 7.0 = 145,173.6 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,877,832,960.0 / 7.0 = 6.968E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 146,118.2 + 145,173.6 = 291,291.8 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,229.5 - 14.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,385.5 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 145,173.6 × 1,385.5 / 291,291.8 = 690.5 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,385.5 - 690.5 = 695.0 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.274 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 146,118.2 + 1,016,215.2 / 14.0 = 2.187E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,016,215.2/14.0)×1,385.5 / 218,705.0 = 459.8 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,385.5 - 459.8 = 925.7 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (130,526,311,353.9 + 146,118.2×690.5²) + (4,877,832,960.0/7.0 + 1,016,215.2/7.0 × 695.0²) = 2.356E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -3,591.4 × 695.0 × 1,016,215.2 / (7.0 × 235,607,783,480.5) = -1.538E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,537,995.7 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.538E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,537,995.7 × 925.7 = -1.424E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,537,995.7/170,380.4 + -0.274 \times -1,423,688,552.6 \times 1,249.7/169,894,971,114.5 =$ **-6.154** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,537,995.7/170,380.4 + -0.274 \times -1,423,688,552.6 \times 1,109.7/169,894,971,114.5 =$ **-6.476** MPa

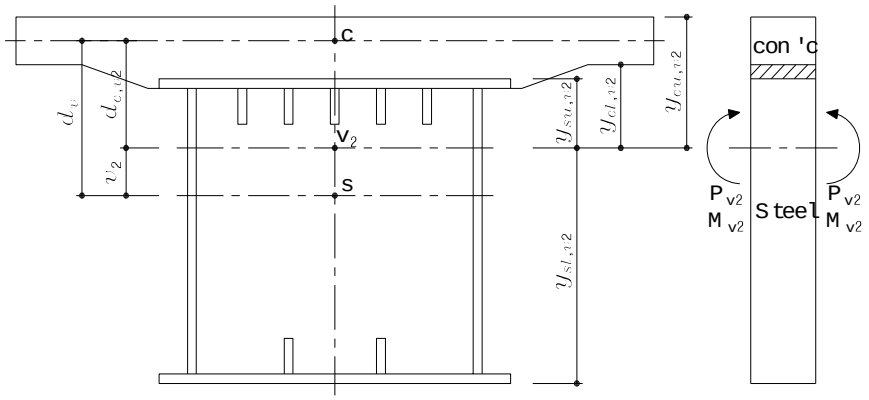
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,537,995.7/170,380.4 + -0.274 \times -1,423,688,552.6 \times 1,033.7/169,894,971,114.5 =$ **-6.651** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,537,995.7/170,380.4 + -0.274 \times -1,423,688,552.6 \times -1,191.3/169,894,971,114.5 =$ **-11.765** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 146,118.2 + 1,016,215.2 / 21.0 = 1.945E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,016,215.2/21.0)\times1,385.5 / 194,509.4 = 344.7$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,385.5 - 344.7 = 1,040.8$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,016,215.2 / 21.0 = 2.678E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,678,452.9 \times 1,040.8 = 2.788E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,678,452.9/170,380.4 + -0.274\times2,787,802,475.9\times1,249.7/169,894,971,114.5$

$= \mathbf{10.095}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,678,452.9/170,380.4 + -0.274\times2,787,802,475.9\times1,109.7/169,894,971,114.5$

$= \mathbf{10.726}$ MPa

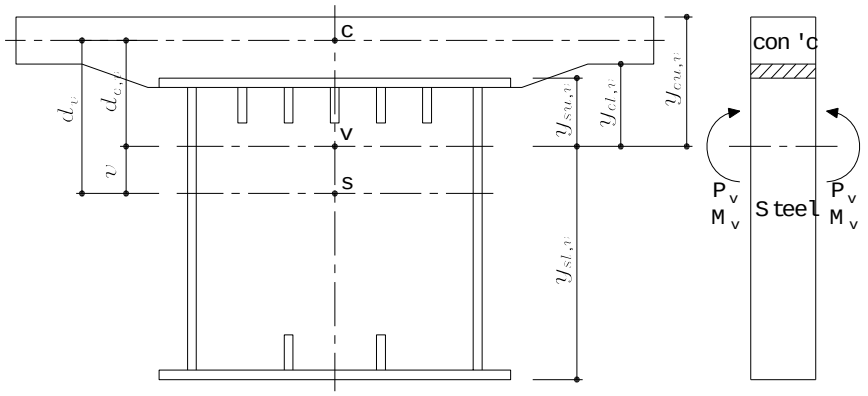
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,678,452.9/170,380.4 + -0.274\times2,787,802,475.9\times1,033.7/169,894,971,114.5 = \mathbf{11.068}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,678,452.9/170,380.4 + -0.274\times2,787,802,475.9\times-1,191.3/169,894,971,114.5 = \mathbf{21.083}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,016,215.2 / 7.0 = 3.571E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,571,270.6 × 695.0 = 2.482E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,571,270.6/170,380.4 + -0.274×2,482,064,715.2×1,249.7/169,894,971,114.5 - 205,000.0×0.000120 = **-8.648** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,571,270.6/170,380.4 + -0.274×2,482,064,715.2×1,109.7/169,894,971,114.5 - 205,000.0×0.000120 = **-8.086** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,571,270.6/170,380.4+-0.274×2,482,064,715.2×1,033.7/169,894,971,114.5 = **16.818** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,571,270.6/170,380.4+-0.274×2,482,064,715.2×-1,191.3/169,894,971,114.5 = **25.735** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,338.792/52,632.0 + 310.515/123,158,023.6 + 937.561/124,113,786.5 = 54.512$ MPa

※ υ = 54.5 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,629.808/52,632.0 + 310.515/123,158,023.6 + 147.328/124,113,786.5 = 34.674$ MPa

※ υ = 34.7 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,384.184/52,632.0 + 310.515/123,158,023.6 + 994.937/124,113,786.5 = 55.837$ MPa

※ υ = 55.8 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(18.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 218.7$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(18.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 445.5$ MPa

사용 t_l = 18.0 mm ∴ f_{ca} = 215.0 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-78.961	63.930	215.000	215.000
1+2+3	-65.242	-57.933	160.000	160.000	-132.927	126.129	215.000	215.000
1+2+3+5	-71.397	-64.409	160.000	160.000	-139.577	114.364	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-61.301	-53.684	160.000	160.000	-128.510	135.447	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-69.949	-61.770	184.000	184.000	-111.692	161.182	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-52.654	-45.597	184.000	184.000	-145.328	109.712	247.250	247.250
1+2+4	-26.650	-23.665	192.000	192.000	-102.167	90.676	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	-65.359	-58.037	200.000	200.000	-133.604	126.910	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	-71.514	-64.513	200.000	200.000	-140.255	115.145	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-61.418	-53.788	200.000	200.000	-129.187	136.228	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-70.066	-61.874	216.000	216.000	-112.369	161.963	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-52.771	-45.701	216.000	216.000	-146.005	110.493	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.135	0.088	0.190	0.190	0.325	0.279	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.382	0.344	0.190	0.190	0.572	0.534	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.421	0.283	0.190	0.190	0.612	0.473	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.357	0.397	0.190	0.190	0.547	0.587	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.204	0.425	0.190	0.190	0.394	0.615	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.345	0.197	0.190	0.190	0.536	0.387	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.157	0.124	0.053	0.053	0.210	0.177	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.247	0.223	0.128	0.128	0.375	0.351	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.272	0.184	0.128	0.128	0.400	0.311	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.231	0.257	0.128	0.128	0.359	0.385	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.150	0.311	0.128	0.128	0.278	0.439	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.253	0.145	0.128	0.128	0.381	0.273	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-139.577}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{54.512}{125.000}\right) = 0.421 + 0.190 = 0.612 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{161.182}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{54.512}{125.000}\right) = 0.425 + 0.190 = 0.615 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 18.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 18.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 2,193.0 /(206 ×1.200) = 8.9 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 63.930) = 1.83 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

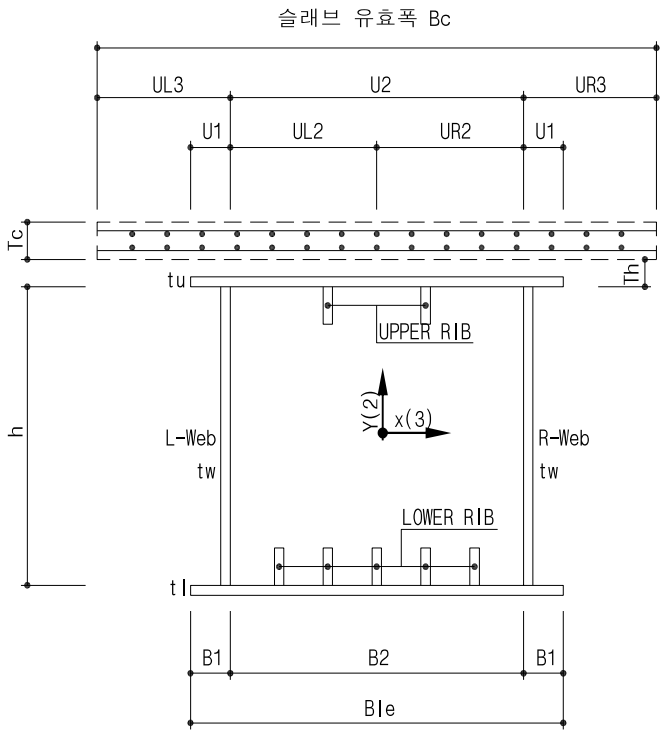
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-102.650	83.110	355.000	O.K !!
1+2+3	-117.817	-104.618	240.000	O.K !!	-200.102	195.430	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-126.465	-112.705	240.000	O.K !!	-216.920	221.165	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-123.972	-111.094	240.000	O.K !!	-206.753	183.665	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-113.876	-100.369	240.000	O.K !!	-195.685	204.748	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-122.524	-108.455	240.000	O.K !!	-178.867	230.483	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-105.229	-92.282	240.000	O.K !!	-212.504	179.013	355.000	O.K !!
1+2+4	-34.575	-30.702	240.000	O.K !!	-132.410	117.411	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-117.934	-104.722	240.000	O.K !!	-200.780	196.211	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-126.582	-112.808	240.000	O.K !!	-183.962	221.946	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-124.089	-111.198	240.000	O.K !!	-207.431	184.446	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-113.993	-100.472	240.000	O.K !!	-196.363	205.529	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-122.641	-108.559	240.000	O.K !!	-179.545	231.264	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-105.346	-92.386	240.000	O.K !!	-213.181	179.794	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 17] : 절점 29 로 부터 이격거리 4.368 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,313.6	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,515.2	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,515.2	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,193.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-8,864.056
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,813.876
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-346.158
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-5,864.056
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1,018.353
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-362.382
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-117.070
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-750.379
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	149.837
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	108.862
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	251.748
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	691.233
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

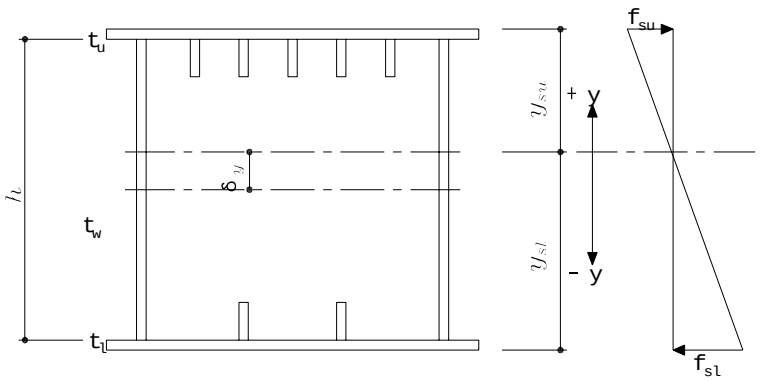
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,515.2 × 14.0	35,213.2	1,103.5	3.886E+07	4.288E+10	5.751E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,021.5	4.290E+06	4.383E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,193.0 × 12.0	26,316.0	-	-	-	1.055E+10
R - WEB	1 - 2,193.0 × 12.0	26,316.0	-	-	-	1.055E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,021.5	-1.073E+07	1.096E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,515.2 × 18.0	45,274.1	-1,105.5	-5.005E+07	5.533E+10	1.222E+06
강재 단면 합계		147,819.4	-	-1.763E+07	1.135E+11	2.112E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,358.6	1,326.5	16,393,654.5	21,746,182,711.4	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,358.6	1,186.5	14,663,453.5	17,398,187,588.3	-
RE-Bar 합계		24,717.2		3.106E+07	3.914E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,313.6 × 240.0	1,035,273.6	1,266.5	1.311E+09	1.661E+12	4.969E+09

※ A_s = 147,819.4 mm^2 A_{c1} = 1,035,273.6 mm^2 A_r = 24,717.2 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -17,628,223.5 / 147,819.4 = -119.255 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,193.0 / 2 + 14.0 - -119.255 = 1,229.755 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,193.0 / 2 + 18.0 + -119.255 } = -995.245 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 21,122,726,165.0 + 113,549,360,467.7 - 147,819.4 × -119.255² = 1.326E+11 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -8,864.056×1,229.8/132,569,829,771.6 = **-82.225** MPa

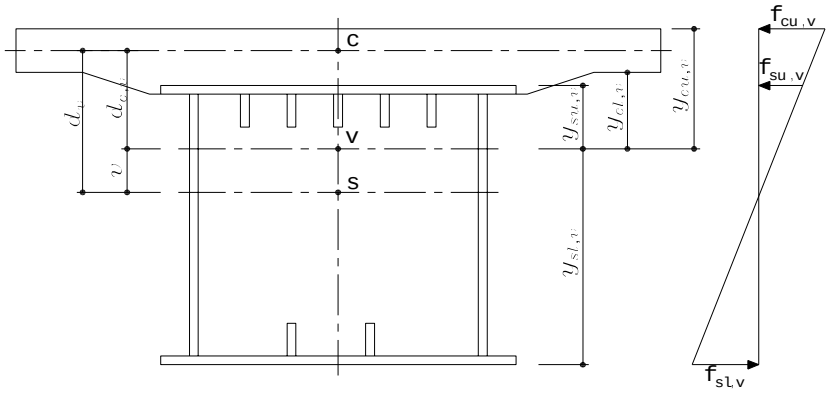
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -8,864.056×-995.2/132,569,829,771.6 = **66.545** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 5.190E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,018.353 / 52,632.0 + 149.837 / (2 × 5,190,299.5 × 12.0) = 20.551 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 147,819.4 + 24,717.2 = 172,536.5 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,229.8 - 14.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,358.6/24,717.2 = 1,375.8 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,717.2 × 1,375.8 / 172,536.5 = 197.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,375.8 - 197.1 = 1,178.7 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 132,569,829,771.6+147,819.4×197.1² +0.0+24,717.2×1,178.7² = 1.727E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,229.8 - 197.1 = 1,032.7 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -995.2 - 197.1 = -1,192.3 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,178.7 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,358.6 / 24,717.2 = 1,248.7 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,178.7 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,358.6 / 24,717.2 = 1,108.7 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,813.876 × 1,032.7 / 172,650,144,185.2 = **-22.812** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,813.876 × -1,192.3 / 172,650,144,185.2 = **26.339** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,813.876 × 1,248.7 / 172,650,144,185.2 = **-27.583** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,813.876 × 1,108.7 / 172,650,144,185.2 = **-24.491** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.231E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 362.382 / 52,632.0 + 108.862 / (2 × 5,230,578.6 × 12.0) = 7.752 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,864.056 × 1,032.7 / 172,650,144,185.2 = **-35.075** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,864.056 × -1,192.3 / 172,650,144,185.2 = **40.498** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,864.056 × 1,248.7 / 172,650,144,185.2 = **-42.411** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,864.056 × 1,108.7 / 172,650,144,185.2 = **-37.656** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 750.379 / 52,632.0 + 691.233 / (2 × 5,230,578.6 × 12.0) = 19.763 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -346.158 × 1,032.7 / 172,650,144,185.2 = **-2.070** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -346.158 × -1,192.3 / 172,650,144,185.2 = **2.391** MPa

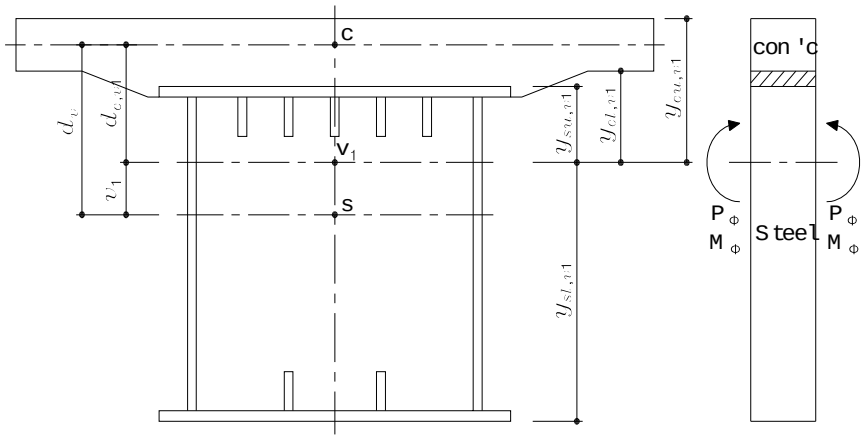
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -346.158 × 1,248.7 / 172,650,144,185.2 = **-0.358** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -346.158 × 1,108.7 /172,650,144,185.2 = **-0.318** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 117.070 / 52,632.0 + 251.748 / (2 × 5,230,578.6 × 12.0) = 4.230 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,035,273.6 / 7.0 = 147,896.2 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,969,313,280.0 / 7.0 = 7.099E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 147,819.4 + 147,896.2 = 295,715.6 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,229.8 - 14.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,385.8 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 147,896.2 × 1,385.8 / 295,715.6 = 693.1 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,385.8 - 693.1 = 692.7 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = -0.165 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 147,819.4 + 1,035,273.6 / 14.0 = 2.218E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,035,273.6/14.0)×1,385.8 / 221,767.5 = 462.1 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,385.8 - 462.1 = 923.7 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (132,569,829,771.6 + 147,819.4×693.1²) + (4,969,313,280.0/7.0 + 1,035,273.6/7.0 × 692.7²) = 2.394E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -3,813.9 × 692.7 × 1,035,273.6 / (7.0 × 239,409,210,066.7) = -1.632E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,632,023.5 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.632E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,632,023.5 × 923.7 = -1.507E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,632,023.5/172,536.5 + -0.165 \times -1,507,462,040.3 \times 1,248.7/172,650,144,185.2 =$ **-7.658** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,632,023.5/172,536.5 + -0.165 \times -1,507,462,040.3 \times 1,108.7/172,650,144,185.2 =$ **-7.860** MPa

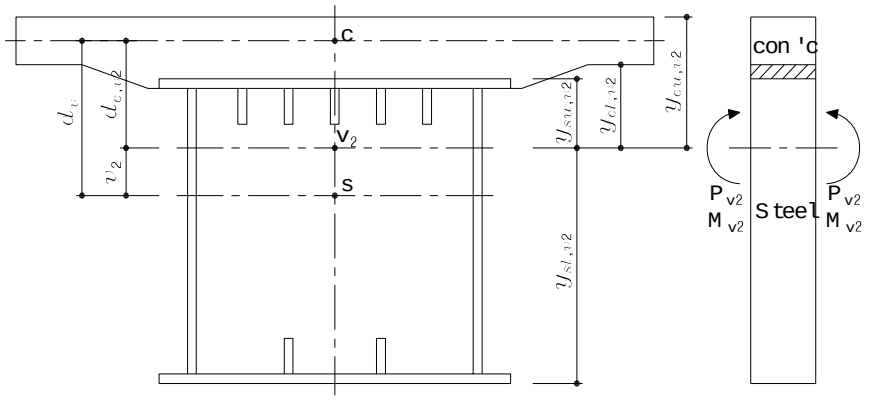
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,632,023.5/172,536.5 + -0.165 \times -1,507,462,040.3 \times 1,032.7/172,650,144,185.2 =$ **-7.970** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,632,023.5/172,536.5 + -0.165 \times -1,507,462,040.3 \times -1,192.3/172,650,144,185.2 =$ **-11.178** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 147,819.4 + 1,035,273.6 / 21.0 = 1.971E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,035,273.6/21.0)\times1,385.8 / 197,118.1 = 346.6$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,385.8 - 346.6 = 1,039.2$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,035,273.6 / 21.0 = 2.729E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,728,685.4 \times 1,039.2 = 2.836E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,728,685.4/172,536.5 + -0.165\times2,835,598,811.4\times1,248.7/172,650,144,185.2$

$= 12.428$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,728,685.4/172,536.5 + -0.165\times2,835,598,811.4\times1,108.7/172,650,144,185.2$

$= 12.808$ MPa

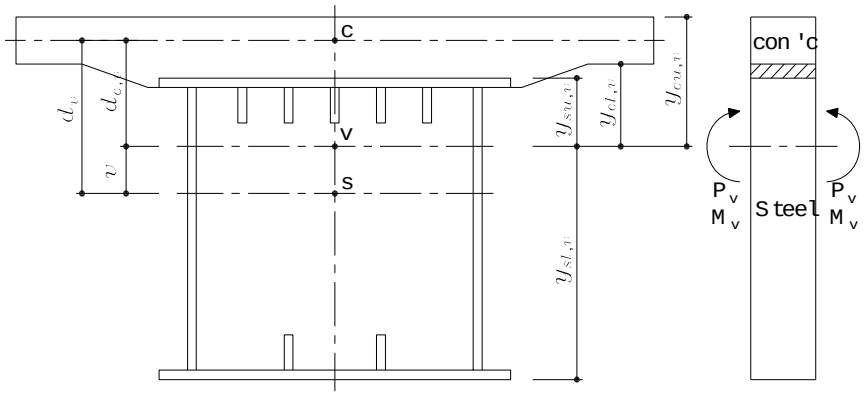
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,728,685.4/172,536.5 + -0.165\times2,835,598,811.4\times1,032.7/172,650,144,185.2 = 13.014$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,728,685.4/172,536.5 + -0.165\times2,835,598,811.4\times-1,192.3/172,650,144,185.2 = 19.049$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,035,273.6 / 7.0 = 3.638E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,638,247.2 × 692.7 = 2.520E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,638,247.2/172,536.5 + -0.165×2,520,204,682.2×1,248.7/172,650,144,185.2 - 205,000.0×0.000120 = -6.523 MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,638,247.2/172,536.5 + -0.165×2,520,204,682.2×1,108.7/172,650,144,185.2 - 205,000.0×0.000120 = -6.186 MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,638,247.2/172,536.5+-0.165×2,520,204,682.2×1,032.7/172,650,144,185.2 = 18.597 MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,638,247.2/172,536.5+-0.165×2,520,204,682.2×-1,192.3/172,650,144,185.2 = 23.961 MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,131.114/52,632.0 + 149.837/124,567,188.8 + 800.095/125,533,887.6 = 48.067$ MPa

※ υ = 48.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,497.805/52,632.0 + 149.837/124,567,188.8 + 360.610/125,533,887.6 = 32.534$ MPa

※ υ = 32.5 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,189.649/52,632.0 + 149.837/124,567,188.8 + 925.969/125,533,887.6 = 50.182$ MPa

※ υ = 50.2 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(18.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 218.7$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(18.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 445.5$ MPa

사용 t_l = 18.0 mm ∴ f_{ca} = 215.0 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-82.225	66.545	215.000	215.000
1+2+3	-69.994	-62.147	160.000	160.000	-140.112	133.382	215.000	215.000
1+2+3+5	-77.653	-70.007	160.000	160.000	-148.082	122.203	215.000	215.000
1+2+3+5+6	-65.225	-57.199	160.000	160.000	-135.068	141.253	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7	-71.748	-63.385	184.000	184.000	-116.470	165.214	247.250	247.250
1+2+3+5+6-7	-58.701	-51.013	184.000	184.000	-153.665	117.291	247.250	247.250
1+2+4	-27.941	-24.808	192.000	192.000	-107.108	95.275	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	-70.173	-62.305	200.000	200.000	-141.147	134.577	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	-77.832	-70.166	200.000	200.000	-149.117	123.399	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-65.403	-57.358	200.000	200.000	-136.103	142.448	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-71.927	-63.544	216.000	216.000	-117.506	166.409	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-58.880	-51.172	216.000	216.000	-154.700	118.487	290.250	290.250

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.146	0.096	0.148	0.148	0.294	0.244	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.425	0.385	0.148	0.148	0.573	0.533	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.474	0.323	0.148	0.148	0.622	0.471	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.395	0.432	0.148	0.148	0.543	0.580	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.222	0.446	0.148	0.148	0.370	0.594	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.386	0.225	0.148	0.148	0.534	0.373	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.172	0.136	0.047	0.047	0.219	0.183	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.276	0.251	0.103	0.103	0.379	0.354	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.308	0.211	0.103	0.103	0.411	0.314	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.256	0.281	0.103	0.103	0.360	0.384	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.164	0.329	0.103	0.103	0.267	0.432	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.284	0.167	0.103	0.103	0.387	0.270	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-148.082}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{48.067}{125.000}\right) = 0.474 + 0.148 = 0.622 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{165.214}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{48.067}{125.000}\right) = 0.446 + 0.148 = 0.594 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 14.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 18.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 18.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 2,193.0 /(206 ×1.200) = 8.9 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 66.545) = 1.80 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

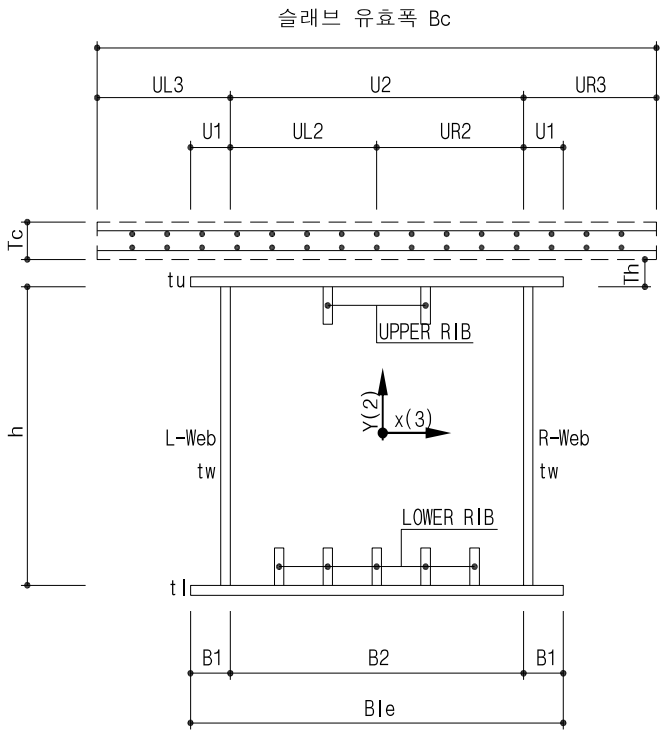
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-106.893	86.509	355.000	O.K !!
1+2+3	-127.042	-112.798	240.000	O.K !!	-211.959	207.819	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-133.565	-118.984	240.000	O.K !!	-230.556	231.780	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-134.700	-120.658	240.000	O.K !!	-219.929	196.641	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-122.272	-107.850	240.000	O.K !!	-206.915	215.690	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-128.796	-114.036	240.000	O.K !!	-188.317	239.651	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-115.749	-101.665	240.000	O.K !!	-225.512	191.729	355.000	O.K !!
1+2+4	-36.216	-32.155	240.000	O.K !!	-138.619	123.140	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-127.221	-112.957	240.000	O.K !!	-212.994	209.014	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-133.744	-119.143	240.000	O.K !!	-194.397	232.976	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-134.879	-120.817	240.000	O.K !!	-220.964	197.836	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-122.451	-108.009	240.000	O.K !!	-207.950	216.885	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-128.974	-114.195	240.000	O.K !!	-189.353	240.847	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-115.928	-101.823	240.000	O.K !!	-226.547	192.924	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 18] : 절점 31 로 부터 이격거리 3.120 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,500.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,640.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,640.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,802.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_R	=	0.000	°

구 분	단 위	입력 Data
E_s : 강재 탄성계수	MPa	205,000.0
E_c : 콘크리트의 탄성계수	MPa	27,804.0
ε_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율	-	0.00027
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수	-	0.000012
ϕ_2 : 건조수축에 의한 크리이프계수	-	4
n : 강과 콘크리트의 탄성계수비	-	7
Δt : 강과 콘크리트의 온도차	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,479.811
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-881.369
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-44.703
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,940.144
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-647.030
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-269.930
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-9.010
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-485.624
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-119.915
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	6.832
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-53.201
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-533.585
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

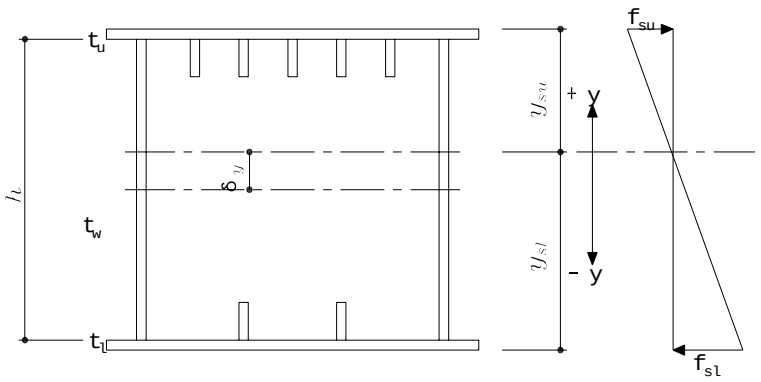
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	907.0	2.873E+07	2.606E+10	3.802E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	826.0	8.673E+06	7.164E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,802.0 × 12.0	21,624.0	-	-	-	5.851E+09
R - WEB	1 - 1,802.0 × 12.0	21,624.0	-	-	-	5.851E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-826.0	-8.673E+06	7.164E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-909.0	-3.840E+07	3.490E+10	9.011E+05
강재 단면 합계		138,168.0	-	-9.662E+06	7.529E+10	1.174E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,131.0	14,581,417.5	16,491,583,192.5	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	991.0	12,776,467.5	12,661,479,292.5	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.736E+07	2.915E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,071.0	1.157E+09	1.239E+12	5.184E+09

※ A_s = 138,168.0 mm^2 A_{c1} = 1,080,000.0 mm^2 A_r = 25,785.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -9,662,400.0 / 138,168.0 = -69.932 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,802.0 / 2 + 12.0 - -69.932 = 982.932 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,802.0 / 2 + 16.0 + -69.932 } = -847.068 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,743,579,496.0 + 75,291,425,760.0 - 138,168.0 × -69.932² = 8.636E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -1,479.811×982.9/86,359,291,821.9 = **-16.843** MPa

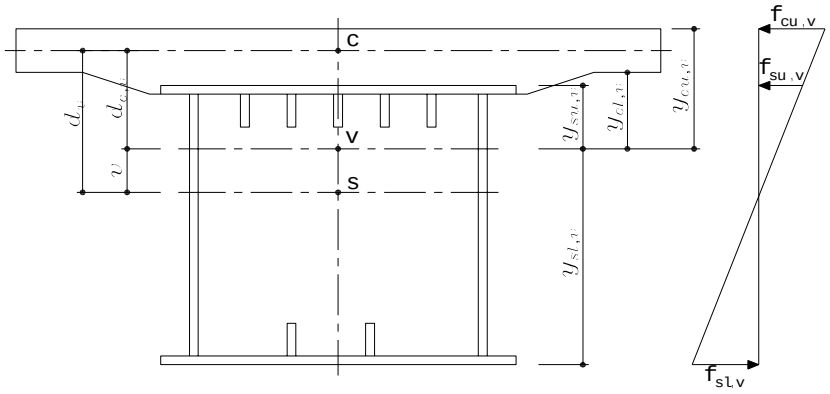
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -1,479.811×-847.1/86,359,291,821.9 = **14.515** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

$F = b \cdot h$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + Tu/2 +Tl/2) = 4.380E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 647.030 / 43,248.0 + 119.915 / (2 × 4,380,192.0 × 12.0) = 16.102 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 138,168.0 + 25,785.0 = 163,953.0 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 982.9 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,130.9 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,130.9 / 163,953.0 = 177.9 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,130.9 - 177.9 = 953.1 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 86,359,291,821.9+138,168.0×177.9² +0.0+25,785.0×953.1² = 1.142E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 982.9 - 177.9 = 805.1 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -847.1 - 177.9 = -1,024.9 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 953.1 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 1,023.1 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 953.1 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 883.1 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -881.369 × 805.1 / 114,151,843,474.9 = **-6.216** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -881.369 × -1,024.9 / 114,151,843,474.9 = **7.914** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -881.369 × 1,023.1 / 114,151,843,474.9 = **-7.899** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -881.369 × 883.1 / 114,151,843,474.9 = **-6.818** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.422E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 269.930 / 43,248.0 + 6.832 / (2 × 4,421,540.6 × 12.0) = 6.306 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,940.144 × 805.1 / 114,151,843,474.9 = **-27.788** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,940.144 × -1,024.9 / 114,151,843,474.9 = **35.377** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,940.144 × 1,023.1 / 114,151,843,474.9 = **-35.313** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,940.144 × 883.1 / 114,151,843,474.9 = **-30.481** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 485.624 / 43,248.0 + 533.585 / (2 × 4,421,540.6 × 12.0) = 16.257 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -44.703 × 805.1 / 114,151,843,474.9 = **-0.315** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -44.703 × -1,024.9 / 114,151,843,474.9 = **0.401** MPa

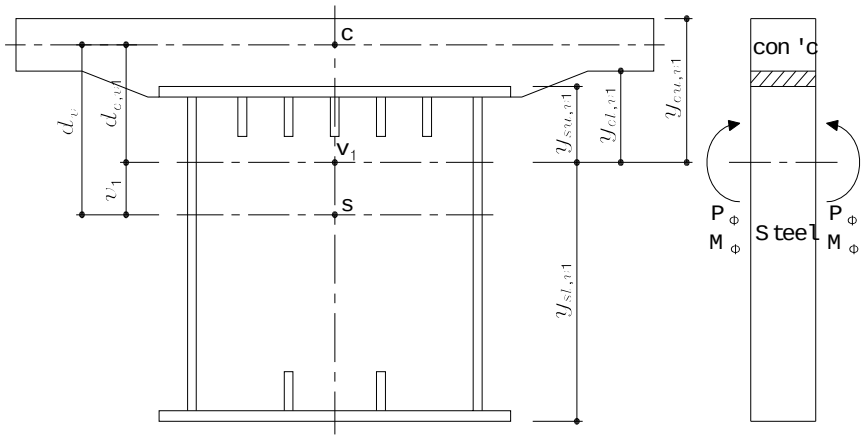
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -44.703 × 1,023.1 / 114,151,843,474.9 = **-0.057** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -44.703 × 883.1 /114,151,843,474.9 = **-0.049** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 9.010 / 43,248.0 + 53.201 / (2 × 4,421,540.6 × 12.0) = 0.710 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,080,000.0 / 7.0 = 154,285.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,184,000,000.0 / 7.0 = 7.406E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 138,168.0 + 154,285.7 = 292,453.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 982.9 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,140.9 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,140.9 / 292,453.7 = 601.9 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,140.9 - 601.9 = 539.0 mm

▪ 합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1은 2.0을 표준으로 한다.

Φ_1 = 2.0

k = 0.125 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 138,168.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.153E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,140.9 / 215,310.9 = 408.8 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,140.9 - 408.8 = 732.2 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (86,359,291,821.9 + 138,168.0×601.9²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 539.0²) = 1.592E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -881.4 × 539.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 159,200,353,214.5) = -4.604E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -460,415.3 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -4.604E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ = -460,415.3 × 732.2 = -3.371E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -460,415.3/163,953.0 + 0.125 \times -337,094,109.9 \times 1,023.1/114,151,843,474.9 =$ **-3.187** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -460,415.3/163,953.0 + 0.125 \times -337,094,109.9 \times 883.1/114,151,843,474.9 =$ **-3.135** MPa

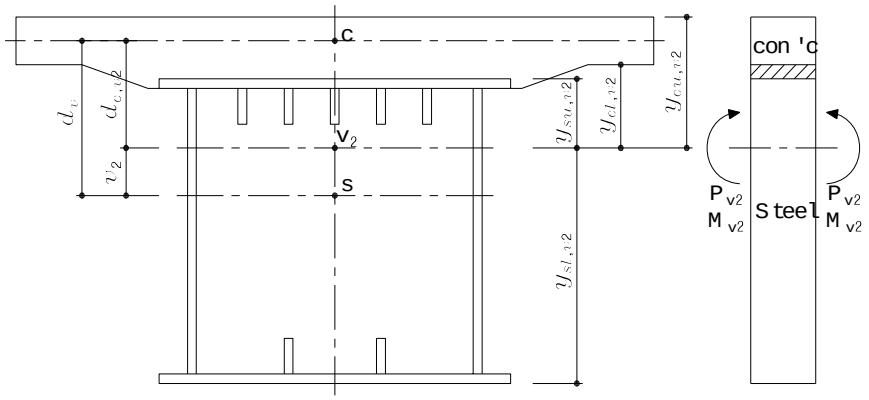
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -460,415.3/163,953.0 + 0.125 \times -337,094,109.9 \times 805.1/114,151,843,474.9 =$ **-3.107** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -460,415.3/163,953.0 + 0.125 \times -337,094,109.9 \times -1,024.9/114,151,843,474.9 =$ **-2.428** MPa



(6) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

▪ 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ε_s는 27×10^{-5}, 크리프계수 Φ_2는 $\Phi_2 = 2\cdot\Phi_1 = 4.0$을 표준으로 한다.

Φ_2 = 4.0

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 138,168.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.896E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,140.9 / 189,596.6 = 309.5$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,140.9 - 309.5 = 831.5$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,080,000.0 / 21.0 = 2.847E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4\times831.5 = 2.367E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/163,953.0 + 0.125\times2,366,785,698.2\times1,023.1/114,151,843,474.9$

$= \mathbf{20.024}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/163,953.0 + 0.125\times2,366,785,698.2\times883.1/114,151,843,474.9$

$= \mathbf{19.660}$ MPa

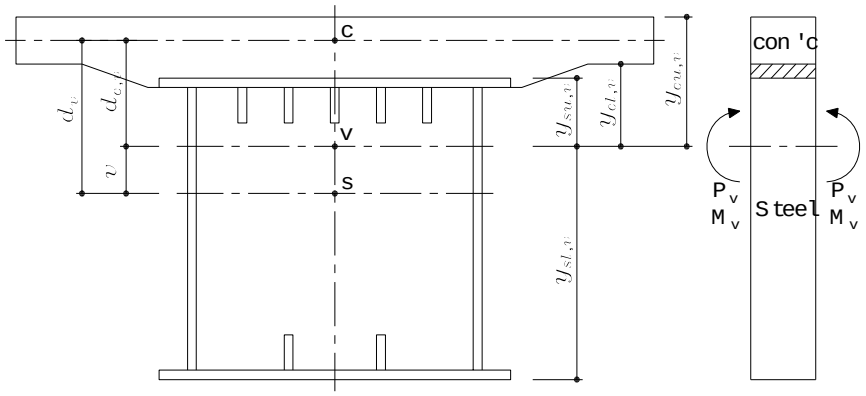
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/163,953.0 + 0.125\times2,366,785,698.2\times805.1/114,151,843,474.9 = \mathbf{19.457}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/163,953.0 + 0.125\times2,366,785,698.2\times-1,024.9/114,151,843,474.9 = \mathbf{14.696}$ MPa



(7) 바닥판 콘크리트와 강재보와의 온도차 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.7)

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차는 10℃를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재 주거더 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α는 12×10^{-6}으로 한다.

- 온도 변형률

$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta t$ = 0.000012 × 10.0 = 0.000120

- 바닥판 콘크리트에 작용하는 축력

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,080,000.0 / 7.0 = 3.795E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,795,428.6 × 539.0 = 2.046E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/163,953.0 + 0.125×2,045,836,916.0×1,023.1/114,151,843,474.9
- 205,000.0×0.000120 = **0.850** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/163,953.0 + 0.125×2,045,836,916.0×883.1/114,151,843,474.9
- 205,000.0×0.000120 = **0.535** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/163,953.0+0.125×2,045,836,916.0×805.1/114,151,843,474.9 = **24.960** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/163,953.0+0.125×2,045,836,916.0×-1,024.9/114,151,843,474.9 = **20.844** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,402.584/43,248.0 + 119.915/105,124,608.0 + 540.417/106,116,973.7 = 38.665$ MPa

※ υ = 38.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 925.970/43,248.0 + 119.915/105,124,608.0 + 60.033/106,116,973.7 = 23.117$ MPa

※ υ = 23.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,407.089/43,248.0 + 119.915/105,124,608.0 + 567.018/106,116,973.7 = 39.019$ MPa

※ υ = 39.0 MPa ≤ $1.25\upsilon_a$ = 156.3 MPa ····· O.K !!

(9) 조합 응력의 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0 = 1.000$

여기서, ϕ : 응력 구배 ($\phi = (f_1 - f_2)/f_1 \fallingdotseq 0.0$)

f_1, f_2 : 보강된 판의 양연의 응력 (단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다)

i : 응력구배계수

n : 종리브에 의해서 구분되는 Pannel의 수

▪ 인장 (상부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.3.2)

f_{ta} = 215.0 MPa

▪ 압축 (하부)플랜지의 허용응력 (SM520B 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.3)

$t_l \geq b/23\cdot i\cdot n = 2,400.0/(23\times1.000\times6) = 17.4$ mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b/23\cdot i\cdot n > t_l \geq b/46\cdot i\cdot n = 2,400.0/(46\times1.000\times6) = 8.7$ mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 205.6$ MPa

$b/46\cdot i\cdot n > t_l \geq b/80\cdot i\cdot n = 2,400.0/(80\times1.000\times6) = 5.0$ mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_l\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 220,000.0\times\{(16.0\times1.0\times6.0/2,400.0\}^2 = 352.0$ MPa

사용 t_l = 16.0 mm ∴ f_{ca} = 205.6 MPa

∴ f_{ca} = 215.0 MPa (합성후 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

▪ 철근 콘크리트의 허용응력 (☞ 도.설 2.2.2.4, 3.6.1.7)

f_{ta} = 160.000 MPa (SD 400 사용)

f_{ca} = 180.000 MPa

▪ 슬래브와 주거더에 작용응력 및 허용응력 (☞ 도.설.해 3.9.3.1, 2.2.2.2)

하 중 조 합	RE-BAR				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-	-	-	-	-16.843	14.515	215.000	205.600
1+2+3	-43.212	-37.299	160.000	160.000	-50.847	57.806	215.000	205.600
1+2+3+5	-46.399	-40.434	160.000	160.000	-53.954	55.377	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-26.376	-20.775	160.000	160.000	-34.497	70.073	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-25.525	-20.239	184.000	184.000	-9.537	90.917	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-27.226	-21.310	184.000	184.000	-59.457	49.228	247.250	236.440
1+2+4	-7.956	-6.868	192.000	192.000	-23.374	22.830	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-43.241	-37.324	200.000	200.000	-51.005	58.006	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-46.428	-40.459	200.000	200.000	-54.112	55.578	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-26.404	-20.799	200.000	200.000	-34.655	70.273	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-25.554	-20.264	216.000	216.000	-9.695	91.118	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-27.254	-21.335	216.000	216.000	-59.615	49.429	290.250	277.560

주) 압축응력은 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

(10) 합성응력의 검토 (☞ 도.설 3.8.2.4)

하 중 조 합	$(f/f_a)^2$		$(\upsilon/\upsilon_a)^2$		합성응력		판 별	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	0.006	0.005	0.096	0.096	0.102	0.101	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.056	0.079	0.096	0.096	0.152	0.175	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.063	0.073	0.096	0.096	0.159	0.168	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.026	0.116	0.096	0.096	0.121	0.212	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.001	0.148	0.096	0.096	0.097	0.244	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.058	0.043	0.096	0.096	0.154	0.139	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.008	0.009	0.024	0.024	0.032	0.032	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.036	0.051	0.062	0.062	0.098	0.113	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.041	0.047	0.062	0.062	0.103	0.109	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.017	0.075	0.062	0.062	0.079	0.137	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.001	0.108	0.062	0.062	0.063	0.170	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.042	0.032	0.062	0.062	0.105	0.094	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-53.954}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{38.665}{125.000}\right) = 0.063 + 0.096 = 0.159 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{90.917}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{38.665}{125.000}\right) = 0.148 + 0.096 = 0.244 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(11) 판의 최소두께 검토

▪ 인장(상부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.8.3.1, 3.8.3.2, 3.9.6)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 108.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

▪ 압축(하부) 플랜지 (☞ 도.설.기 3.8.3.1, 3.8.3.2)

$t_{m\,in}$ = 자유돌출폭/16 = 120.0 / 16.0 = 7.5 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b /(46·i·n) = 2,400.0 /(46 ×1.0×6.0) = 8.7 ≤ t_{use} = 16.0 mm ····· O.K !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1, 3.8.4.2)

$t_{m\,in}$ = b/(206×1.200) = 1,802.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 14.515) = 3.85 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

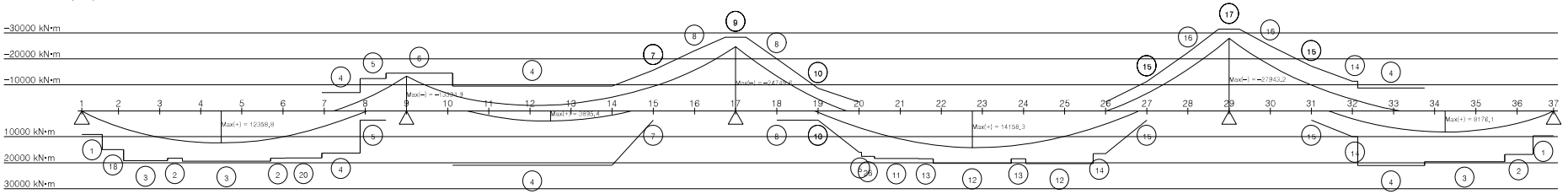
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

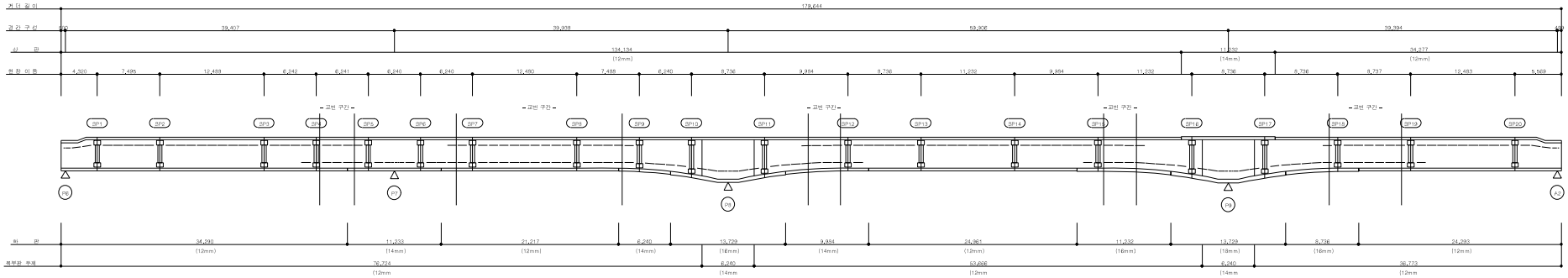
▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-21.896	18.869	355.000	O.K !!
1+2+3	-86.192	-74.397	240.000	O.K !!	-89.722	105.218	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-87.042	-74.932	240.000	O.K !!	-114.682	126.062	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-89.379	-77.532	240.000	O.K !!	-92.828	102.790	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-69.355	-57.873	240.000	O.K !!	-73.372	117.485	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-68.505	-57.337	240.000	O.K !!	-48.411	138.330	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-70.206	-58.408	240.000	O.K !!	-98.332	96.641	355.000	O.K !!
1+2+4	-10.326	-8.913	240.000	O.K !!	-30.292	29.558	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-86.220	-74.422	240.000	O.K !!	-89.879	105.419	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-85.370	-73.886	240.000	O.K !!	-64.919	126.263	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-89.408	-77.557	240.000	O.K !!	-92.986	102.990	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-69.384	-57.898	240.000	O.K !!	-73.529	117.686	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-68.534	-57.362	240.000	O.K !!	-48.569	138.530	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-70.234	-58.433	240.000	O.K !!	-98.489	96.841	355.000	O.K !!

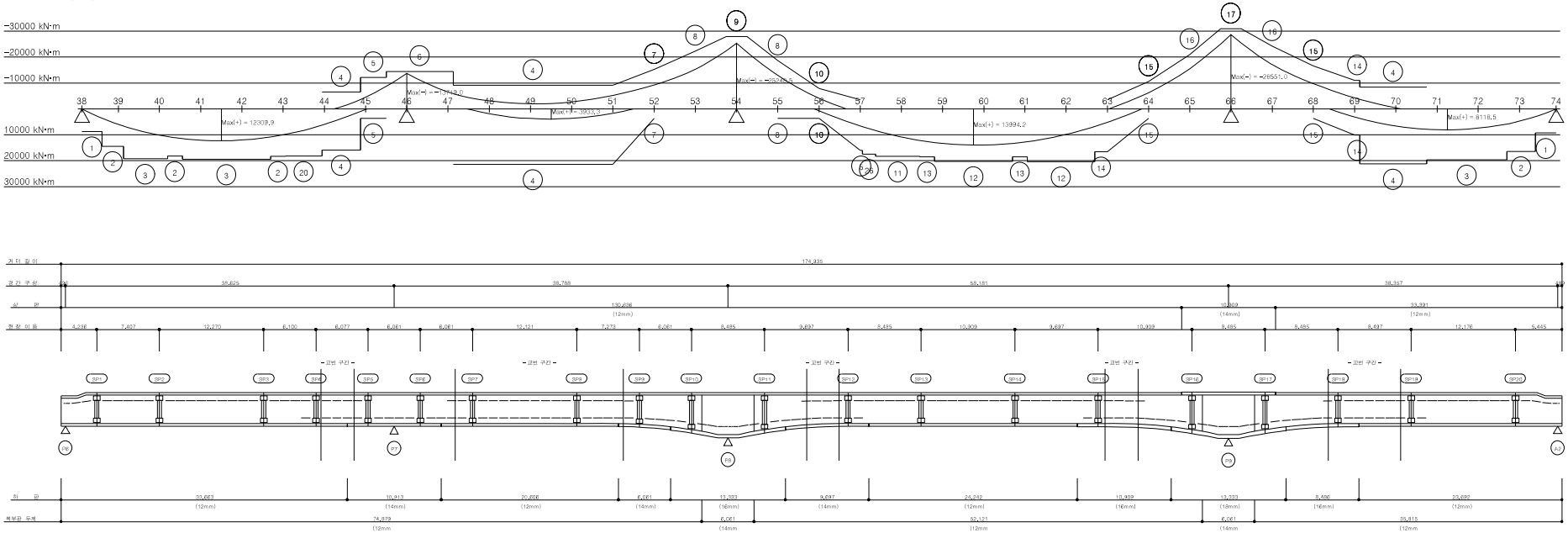
4.8 단면 요약도

< 거더 1 >


-30000 kN·m
-20000 kN·m
-10000 kN·m
10000 kN·m
20000 kN·m
30000 kN·m
Max(+) = 12358.8
Max(-) = -14194.9
Max(+) = 3895.4
Max(-) = -24742.7
Max(+) = 14158.3
Max(-) = -27943.2
Max(+) = 8176.1


거더 길이
178,644
경간 구성
39,407
39,838
59,806
39,394
설 명
(12mm)
(14mm)
(12mm)
현장 이음
교번 구간
SP1
SP2
SP3
SP4
SP5
SP6
SP7
SP8
SP9
SP10
SP11
SP12
SP13
SP14
SP15
SP16
SP17
SP18
SP19
SP20
P6
P7
P8
P9
A2
34,290
11,233
21,217
6,240
10,729
9,984
24,961
11,232
13,729
8,736
24,293
76,724
6,240
53,666
6,240
36,773

< 거더 2 >


-30000 kN·m
-20000 kN·m
-10000 kN·m
10000 kN·m
20000 kN·m
30000 kN·m
Max(+) = 12309.9
Max(-) = -19419.0
Max(+) = 9933.3
Max(-) = -26235.5
Max(+) = 13994.2
Max(-) = -26551.0
Max(+) = 8118.5

5. 이음부의 설계

5.1 현장이음의 설계

1) SPLICE - 1 [G1]

(강종 : SM520B) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

휨 모멘트(kN·m)		전 단 력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t(kN·m)	상부FL. 응력 f_u(MPa)	하부FL. 응력 f_l(MPa)	허용휨 인장응력 f_{sa}(MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
2,477.43	2,944.75	552.543	731.117	838.486	81.94	-67.44	215.00

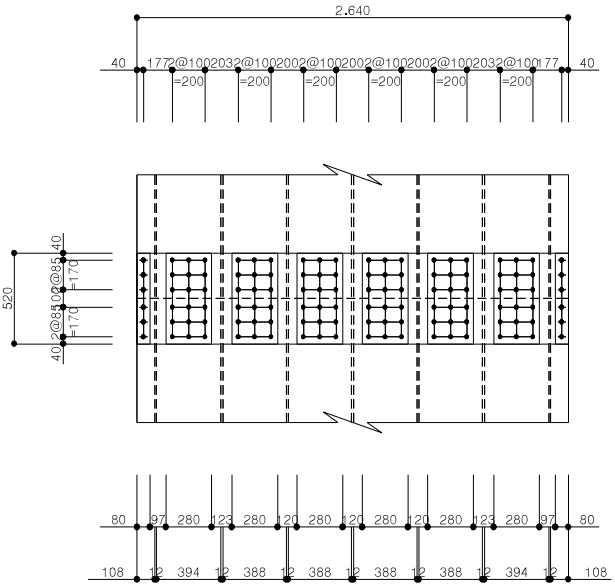
사용BOLT : H.T.B (M22 F 13T) ρ_{sa} = 63,000 × 2 면 = 126,000 N (☞도.설.해3.3.2.3)

(1) 압축부 플랜지의 이음 : (상부 플랜지) (☞ 도.설.해 3.5.3.6)

- 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 81.9 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 215.0 = 161.3 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (fu) f_s' = 161.3 MPa 적용



모재두께 = 12 mm

모재길이 = 2,640 mm

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 126,000.0 = 41ea ⇒ n_t = **60ea ...O.K !!**

② 이음판의 결정

- 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 215.0 = 23,760.0 mm^2

- 사용 이음판 전단면적 (A_{use})

2 PL - 80.0 × 10.0 × 520.0 = 1,600.0

6 PL - 280.0 × 10.0 × 520.0 = 16,800.0

1 PL - 2,640.0 × 10.0 × 520.0 = 26,400.0

∑ = **44,800.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

- 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 31,680.0 × 161.3 / 44,800.0 = **114.0** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

③ BOLT의 응력검토 (☞ 도.설.해 3.5.3.5)

• 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 31,680.0 × 161.3 / 60.0 = **85,140.0** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

• 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q_s, Q_v : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q_s = 2,640.0 × 12.0 × (874.6 - 6.0) = 2.752E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 12.0 × (292.0 - 6.0) = 9.060E+06 mm^3

I_s = 7.211E+10 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 1.445E+11 mm^4 (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 2,640.0 / 20ea = 132.0 mm (볼트의 피치)

n = 3ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (552.5×27,517,659.8/72,105,900,000.0 + 731.1

×9,059,973.1/144,537,000,000.0)×(132.0/3.0) = 11,294.6 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

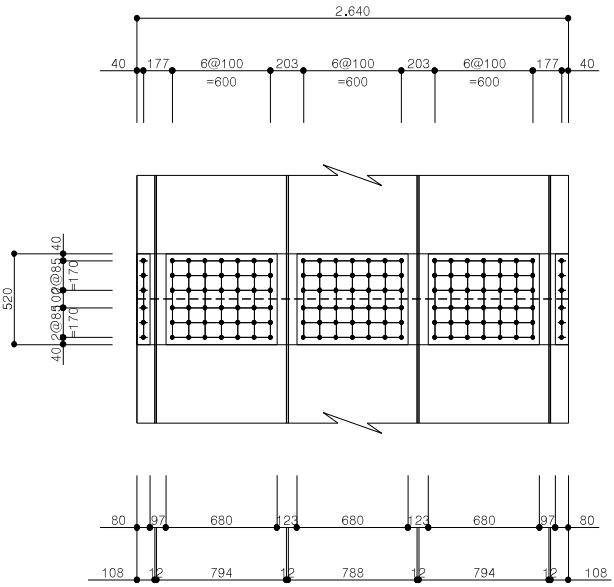
$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 7.249E+09 + 1.276E+08 = **85,885.9** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

(2) 인장부 플랜지의 이음 : (하부 플랜지) (☞ 도.설.해 3.5.3.6)

- 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 67.4 MPa

f_s' = 0.75 × 215.0 = 161.3 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (fl) = 161.3 MPa 적용



모재두께 = 12 mm

모재길이 = 2,640 mm

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 126,000.0 = 41ea ⇒ n_t = **69ea ...O.K !!**

② 이음판의 결정

- 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 215.0 = 23,760.0 mm^2

- 사용 이음판 전단면적(A_{use})

2 PL - 80.0 × 10.0 × 520.0 = 1,600.0

3 PL - 680.0 × 10.0 × 520.0 = 20,400.0

1 PL - 2,640.0 × 10.0 × 520.0 = 26,400.0

∑ = **48,400.0** mm^2

- 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제) (☞ 도.설.해 3.5.3.7)

A_n = 48,400.0 - 25.0 × 10.0 × 23.0열 × 2ea = **36,900.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

- 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 31,680.0 × 161.3 / 36,900.0 = **138.4** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

③ BOLT의 응력검토 (☞ 도.설.해 3.5.3.5)

• 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

ρ_p = P / n_t = 31,680.0 × 161.3 / 69.0 = **74,034.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ...O.K !!

• 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q_s, Q_v : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q_s = 2,640.0 × 12.0 × (949.4 - 6.0) = 2.989E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 12.0 × (1,532.0 - 6.0) = 4.834E+07 mm^3

I_s = 7.211E+10 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 1.445E+11 mm^4 (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

p = 플랜지전폭/횡방향1열BOLT수 = 2,640.0 / 23ea = 114.8 mm (볼트의 피치)

n = 3ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (552.5×29,886,500.2/72,105,900,000.0 + 731.1

×48,344,186.9/144,537,000,000.0)×(114.8/3.0) = 18,118.8 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

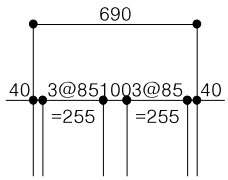
$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 5.481E+09 + 3.283E+08 = **76,219.7** N/ea ≤ ρ_{sa} ...O.K !!

④ 모재의 응력검토

A_{sn} = 12.0 × (2,640.0 - 25.0 × 23.0) = 24,780.0 mm^2

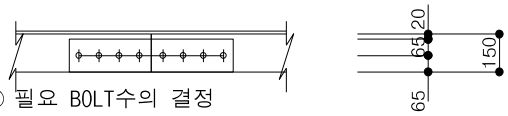
fl = $A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 31,680.0 × 161.3 / 24,780.0 = **206.2** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(3) 압축부 RIB 이음 : (상부 플랜지)



RIB 폭 = 150 mm

RIB 두께 = 12 mm



① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 1,800.0 × 161.3 / 126,000.0 = 3ea ⇒ n = **4ea** ...O.K !!

② 이음판의 결정

• 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 1,800.0 × 161.3 / 215.0 = 1,350.0 mm^2

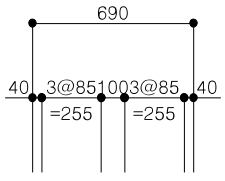
• 사용 이음판 전단면적(A_{use})

2 PL - 130.0 × 12.0 × 690.0 = **3,120.0** mm^2 ≥ A_{req} ...O.K !!

• 이음판의 응력

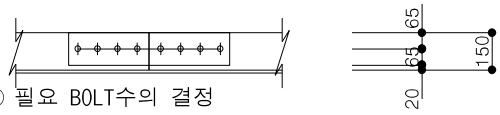
$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 1,800.0 × 161.3 / 3,120.0 = **93.0** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(4) 인장부 RIB 이음 : (하부 플랜지)



RIB 폭 = 150 mm

RIB 두께 = 12 mm



① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 1,800.0 × 161.3 / 126,000.0 = 3ea ⇒ n = **4ea** ...O.K !!

② 이음판의 결정

• 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_a$ = 1,800.0 × 161.3 / 215.0 = 1,350.0 mm^2

• 사용 이음판 전단면적 (A_{use})

2 PL - 130.0 × 12.0 × 690.0 = **3,120.0** mm^2

• 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제) (☞ 도.설.해 3.5.3.7)

A_n = 3,120.0 - 25.0 × 12.0 × 2ea = **2,520.0** mm^2 ≥ A_{req} ...O.K !!

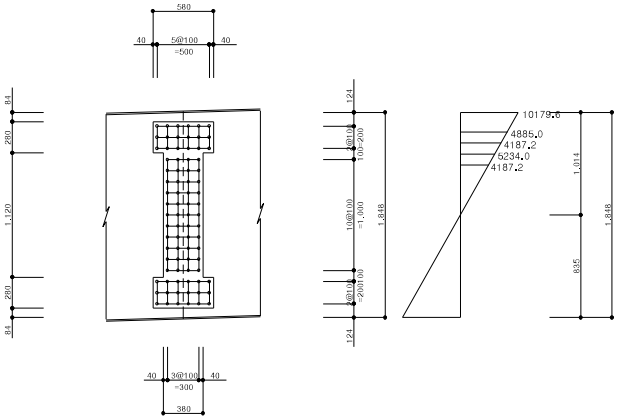
• 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 1,800.0 × 161.3 / 2,520.0 = **115.2** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(5) WEB 연결부의 계산 : (좌측 WEB)

① BOLT의 응력계산

• 휨에 의한 BOLT의 응력



Box 평균 높이 = 1,800 mm

Box 계산 높이 = 1,849 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 924 mm

f_1 = fu = 161.25 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 174) / h_o$ = 130.85 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 274) / h_o$ = 113.40 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 374) / h_o$ = 95.96 MPa

$f_5 = f_1 \cdot (h_o - 474) / h_o$ = 78.51 MPa

$f_6 = f_1 \cdot (h_o - 574) / h_o$ = 61.06 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 130.849) / 2 × 174.3 × 12.0 / 3ea = **101,796.6** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (130.849 + 113.403) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **48,850.4** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (113.403 + 95.956) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **41,871.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (95.956 + 78.510) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **52,339.7** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (78.510 + 61.063) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **41,871.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

• 전단력에 의한 BOLT의 응력 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

∵ 전단응력 $\upsilon = V / A_w + M_t / (2 \cdot F \cdot t_w)$ [비틀림 모멘트 고려시]

- 한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(V_s + V_v) / 2$ = (552.5 + 731.1)/2 = 641,830.0 N
- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 838.5 / (2×2412) = 173,815.5 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (641,830.0 + 173,815.5) / 40ea = **20,391.1** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

• 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(101,796.6^2 + 20,391.1^2)}$ = **103,818.8** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

② 이음판의 응력계산

• 복부판의 단면2차 모멘트

- 합성전 단면2차 모멘트

$I_{sw}' = (12.0 \times 1,848.5^3) / 12 + 12.0 \times 1,848.5 \times (900.0 - 949.4)^2$ = 6.370E+09 mm^4

- 합성후 단면2차 모멘트

$I_{vw}' = (12.0 \times 1,848.5^3) / 12 + 12.0 \times 1,848.5 \times (1,532.0 - 900.0)^2$ = 1.518E+10 mm^4

• 복부판에 작용하는 모멘트

- 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s$ = 2,477.4 × 6,370,339,812.8 / 72,105,900,000.0 = 218.9 kN·m

- 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v$ = 2,944.8 × 15,176,708,016.6 / 144,537,000,000.0 = 309.2 kN·m

- 복부 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
4 - 280.0 × 10.0	11,200.0	700.0	7.840E+06	5.488E+09	7.317E+07
2 - 1,120.0 × 10.0	22,400.0	-	-	-	2.342E+09
합 계	33,600.0	700.0	7.840E+06	5.488E+09	2.415E+09

$I = I_o + AY^2$ = 2,414,720,000.0 + 5,488,000,000.0 = 7.903E+09 mm^4

- 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{sw} = 7,902,720,000.0 + 33,600.0 × (900.0 - 949.4)² = 7.985E+09 mm^4

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{vw} = 7,902,720,000.0 + 33,600.0 × (1,532.0 - 900.0)² = 2.132E+10 mm^4

- 이음판의 응력 검토

- 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

y_{su} = 874.6 mm y_{sl} = 949.4 mm

- 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$y_{su,v}$ = 292.0 mm $y_{sl,v}$ = 1,532.0 mm

- 이음판의 상연 응력 검토

$f_u = (M_{sw} \cdot y_{su})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su,v})/I_{vw}$

= (218.9 × 874.6) / 7,984,672,945.8 + (309.2 × 292.0) / 21,324,045,935.0

= 23.975 + 4.234 = 28.208 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

- 이음판의 하연 응력 검토

$f_l = (M_{sw} \cdot y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl,v})/I_{vw}$

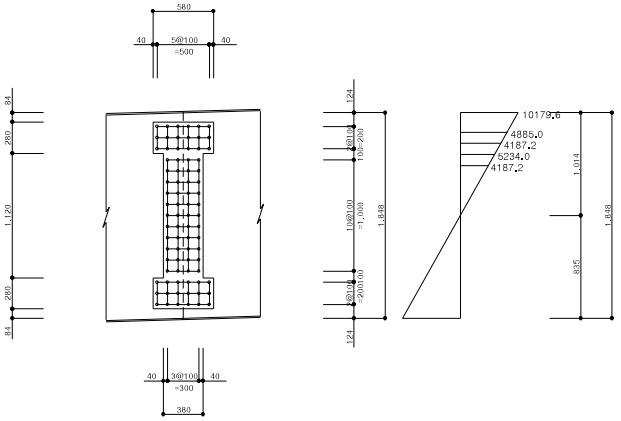
= (218.9 × 949.4) / 7,984,672,945.8 + (309.2 × 1,532.0) / 21,324,045,935.0

= 26.024 + 22.215 = 48.239 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

(6) WEB 연결부의 계산 : (우측 WEB)

① BOLT의 응력계산

• 휨에 의한 BOLT의 응력



Box 평균 높이 = 1,800 mm

Box 계산 높이 = 1,752 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 876 mm

f_1 = fu = 161.25 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 174) / h_o$ = 129.17 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 274) / h_o$ = 110.75 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 374) / h_o$ = 92.34 MPa

$f_5 = f_1 \cdot (h_o - 474) / h_o$ = 73.93 MPa

$f_6 = f_1 \cdot (h_o - 574) / h_o$ = 55.51 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 129.166) / 2 × 174.3 × 12.0 / 3ea = **101,209.9** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (129.166 + 110.753) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **47,983.7** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (110.753 + 92.340) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **40,618.6** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (92.340 + 73.927) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **49,880.2** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (73.927 + 55.515) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **38,832.6** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

• 전단력에 의한 BOLT의 응력 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

∵ 전단응력 $\upsilon = V / A_w + M_t / (2 \cdot F \cdot t_w)$ [비틀림 모멘트 고려시]

- 한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(V_s + V_v) / 2$ = (552.5 + 731.1)/2 = 641,830.0 N
- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 838.5 / (2×2412) = 173,815.5 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (641,830.0 + 173,815.5) / 38ea = **21,464.4** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

• 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(101,209.9^2 + 21,464.4^2)}$ = **103,460.9** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

② 이음판의 응력계산

• 복부판의 단면2차 모멘트

- 합성전 단면2차 모멘트

$I_{sw}' = (12.0 \times 1,751.5^3) / 12 + 12.0 \times 1,751.5 \times (900.0 - 949.4)^2$ = 5.424E+09 mm^4

- 합성후 단면2차 모멘트

$I_{vw}' = (12.0 \times 1,751.5^3) / 12 + 12.0 \times 1,751.5 \times (1,532.0 - 900.0)^2$ = 1.377E+10 mm^4

• 복부판에 작용하는 모멘트

- 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s$ = 2,477.4 × 5,424,432,560.4 / 72,105,900,000.0 = 186.4 kN·m

- 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v$ = 2,944.8 × 13,768,686,771.3 / 144,537,000,000.0 = 280.5 kN·m

- 복부 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
4 - 280.0 × 10.0	11,200.0	650.0	7.280E+06	4.732E+09	7.317E+07
2 - 1,020.0 × 10.0	20,400.0	-	-	-	1.769E+09
합 계	31,600.0	650.0	7.280E+06	4.732E+09	1.842E+09

$I = I_o + AY^2$ = 1,841,853,333.3 + 4,732,000,000.0 = 6.574E+09 mm^4

- 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{sw} = 6,573,853,333.3 + 31,600.0 × (900.0 - 949.4)² = 6.651E+09 mm^4

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{vw} = 6,573,853,333.3 + 31,600.0 × (1,532.0 - 900.0)² = 1.920E+10 mm^4

- 이음판의 응력 검토

- 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

y_{su} = 874.6 mm y_{sl} = 949.4 mm

- 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$y_{su,v}$ = 292.0 mm $y_{sl,v}$ = 1,532.0 mm

- 이음판의 상연 응력 검토

$f_u = (M_{sw} \cdot y_{su})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su,v})/I_{vw}$

= (186.4 × 874.6) / 6,650,928,127.6 + (280.5 × 292.0) / 19,196,290,819.8

= 24.509 + 4.267 = 28.775 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

- 이음판의 하연 응력 검토

$f_l = (M_{sw} \cdot y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl,v})/I_{vw}$

= (186.4 × 949.4) / 6,650,928,127.6 + (280.5 × 1,532.0) / 19,196,290,819.8

= 26.604 + 22.388 = 48.992 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

1) SPLICE - 1 [G2]

(강종 : SM520B) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

휨 모멘트(kN·m)		전 단 력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t(kN·m)	상부FL. 응력 f_u(MPa)	하부FL. 응력 f_l(MPa)	허용휨 인장응력 f_{sa}(MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
2,379.22	2,904.57	540.738	740.773	890.399	81.24	-66.01	215.00

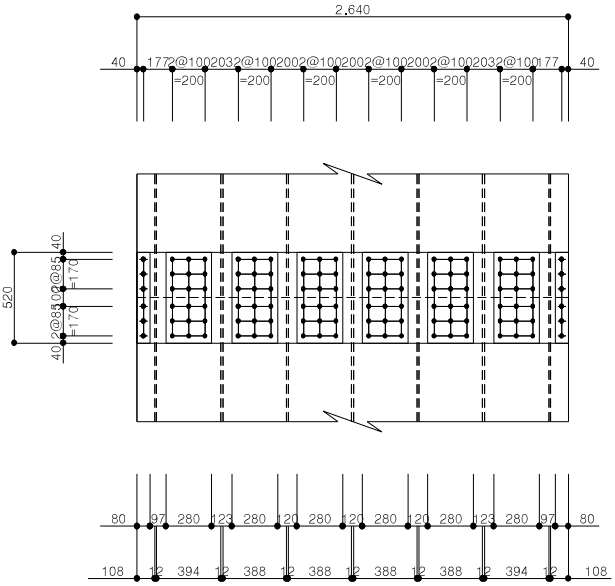
사용BOLT : H.T.B (M22 F 13T) ρ_{sa} = 63,000 × 2 면 = 126,000 N (☞도.설.해3.3.2.3)

(1) 압축부 플랜지의 이음 : (상부 플랜지) (☞ 도.설.해 3.5.3.6)

- 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 81.2 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 215.0 = 161.3 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (fu) f_s' = 161.3 MPa 적용



모재두께 = 12 mm

모재길이 = 2,640 mm

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 126,000.0 = 41ea ⇒ n_t = **60ea ...O.K !!**

② 이음판의 결정

- 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 215.0 = 23,760.0 mm^2

- 사용 이음판 전단면적 (A_{use})

2 PL - 80.0 × 10.0 × 520.0 = 1,600.0

6 PL - 280.0 × 10.0 × 520.0 = 16,800.0

1 PL - 2,640.0 × 10.0 × 520.0 = 26,400.0

∑ = **44,800.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

- 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 31,680.0 × 161.3 / 44,800.0 = **114.0** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

③ BOLT의 응력검토 (☞ 도.설.해 3.5.3.5)

• 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

ρ_p = P / n_t = 31,680.0 × 161.3 / 60.0 = **85,140.0** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

• 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q_s, Q_v : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q_s = 2,640.0 × 12.0 × (874.6 - 6.0) = 2.752E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 12.0 × (282.6 - 6.0) = 8.762E+06 mm^3

I_s = 7.211E+10 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 1.457E+11 mm^4 (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 2,640.0 / 20ea = 132.0 mm (볼트의 피치)

n = 3ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (540.7×27,517,659.8/72,105,900,000.0 + 740.8

×8,762,466.2/145,720,000,000.0)×(132.0/3.0) = 11,039.8 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

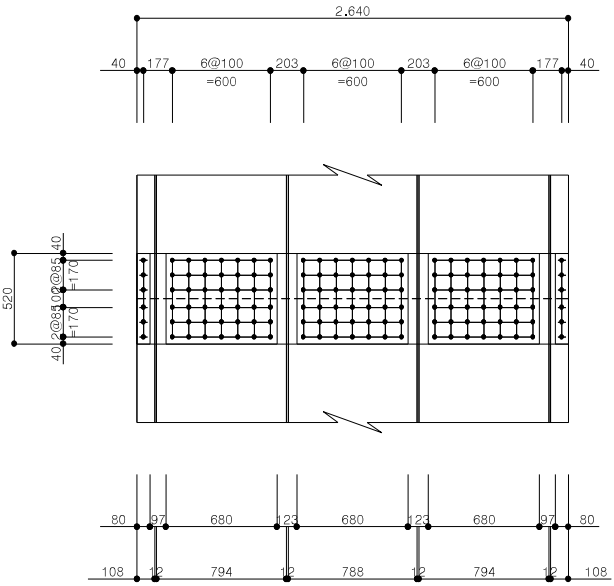
$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 7.249E+09 + 1.219E+08 = **85,852.8** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

(2) 인장부 플랜지의 이음 : (하부 플랜지) (☞ 도.설.해 3.5.3.6)

- 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 66.0 MPa

f_s' = 0.75 × 215.0 = 161.3 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (fl) = 161.3 MPa 적용



모재두께 = 12 mm

모재길이 = 2,640 mm

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 126,000.0 = 41ea ⇒ n_t = **69ea ...O.K !!**

② 이음판의 결정

- 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 31,680.0 × 161.3 / 215.0 = 23,760.0 mm^2

- 사용 이음판 전단면적(A_{use})

2 PL - 80.0 × 10.0 × 520.0 = 1,600.0

3 PL - 680.0 × 10.0 × 520.0 = 20,400.0

1 PL - 2,640.0 × 10.0 × 520.0 = 26,400.0

∑ = **48,400.0** mm^2

- 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제) (☞ 도.설.해 3.5.3.7)

A_n = 48,400.0 - 25.0 × 10.0 × 23.0열 × 2ea = **36,900.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

- 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 31,680.0 × 161.3 / 36,900.0 = **138.4** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

③ BOLT의 응력검토 (☞ 도.설.해 3.5.3.5)

• 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 31,680.0 × 161.3 / 69.0 = **74,034.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ...O.K !!

• 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q_s, Q_v : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q_s = 2,640.0 × 12.0 × (949.4 - 6.0) = 2.989E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 12.0 × (1,541.4 - 6.0) = 4.864E+07 mm^3

I_s = 7.211E+10 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 1.457E+11 mm^4 (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

p = 플랜지전폭/횡방향1열BOLT수 = 2,640.0 / 23ea = 114.8 mm (볼트의 피치)

n = 3ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (540.7×29,886,500.2/72,105,900,000.0 + 740.8

×48,641,693.8/145,720,000,000.0)×(114.8/3.0) = 18,036.1 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

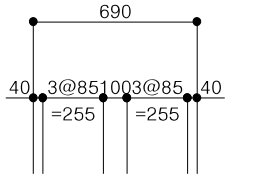
$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 5.481E+09 + 3.253E+08 = **76,200.1** N/ea ≤ ρ_{sa} ...O.K !!

④ 모재의 응력검토

A_{sn} = 12.0 × (2,640.0 - 25.0 × 23.0) = 24,780.0 mm^2

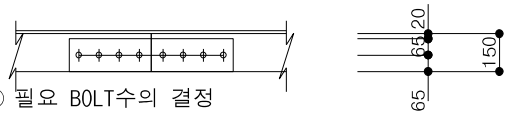
$f_l = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 31,680.0 × 161.3 / 24,780.0 = **206.2** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(3) 압축부 RIB 이음 : (상부 플랜지)



RIB 폭 = 150 mm

RIB 두께 = 12 mm



① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 1,800.0 × 161.3 / 126,000.0 = 3ea ⇒ n = **4ea** ...O.K !!

② 이음판의 결정

• 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 1,800.0 × 161.3 / 215.0 = 1,350.0 mm^2

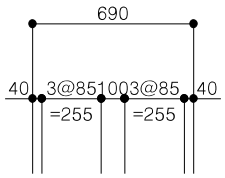
• 사용 이음판 전단면적(A_{use})

2 PL - 130.0 × 12.0 × 690.0 = **3,120.0** mm^2 ≥ A_{req} ...O.K !!

• 이음판의 응력

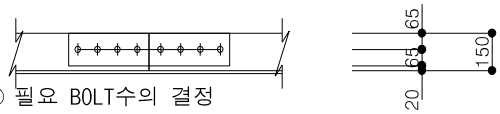
$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 1,800.0 × 161.3 / 3,120.0 = **93.0** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(4) 인장부 RIB 이음 : (하부 플랜지)



RIB 폭 = 150 mm

RIB 두께 = 12 mm



① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 1,800.0 × 161.3 / 126,000.0 = 3ea ⇒ n = **4ea ...O.K !!**

② 이음판의 결정

• 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_a$ = 1,800.0 × 161.3 / 215.0 = 1,350.0 mm^2

• 사용 이음판 전단면적 (A_{use})

2 PL - 130.0 × 12.0 × 690.0 = **3,120.0** mm^2

• 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제) (☞ 도.설.해 3.5.3.7)

A_n = 3,120.0 - 25.0 × 12.0 × 2ea = **2,520.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

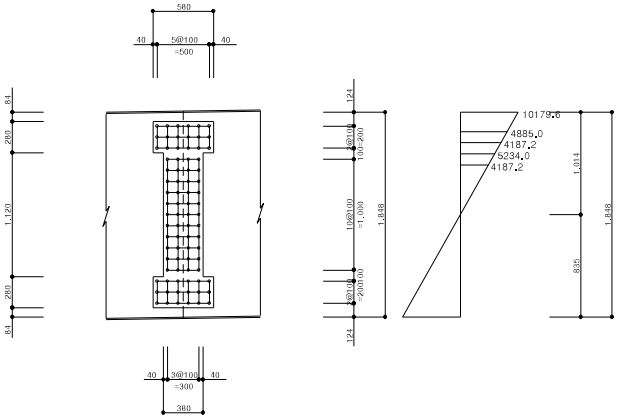
• 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 1,800.0 × 161.3 / 2,520.0 = **115.2** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

(5) WEB 연결부의 계산 : (좌측 WEB)

① BOLT의 응력계산

- 휨에 의한 BOLT의 응력



Box 평균 높이 = 1,800 mm

Box 계산 높이 = 1,849 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 924 mm

f_1 = fu = 161.25 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 174) / h_o$ = 130.85 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 274) / h_o$ = 113.40 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 374) / h_o$ = 95.96 MPa

$f_5 = f_1 \cdot (h_o - 474) / h_o$ = 78.51 MPa

$f_6 = f_1 \cdot (h_o - 574) / h_o$ = 61.06 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 130.849) / 2 × 174.3 × 12.0 / 3ea = **101,796.6** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (130.849 + 113.403) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **48,850.4** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (113.403 + 95.956) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **41,871.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (95.956 + 78.510) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **52,339.7** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (78.510 + 61.063) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **41,871.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

- 전단력에 의한 BOLT의 응력 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

∵ 전단응력 $\upsilon = V / A_w + M_t / (2 \cdot F \cdot t_w)$ [비틀림 모멘트 고려시]

- 한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(V_s + V_v) / 2$ = (540.7 + 740.8)/2 = 640,755.5 N

- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 890.4 / (2×2412) = 184,576.9 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (640,755.5 + 184,576.9) / 40ea = **20,633.3** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

- 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(101,796.6^2 + 20,633.3^2)}$ = **103,866.7** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

② 이음판의 응력계산

- 복부판의 단면2차 모멘트

  - 합성전 단면2차 모멘트

  $I_{sw}' = (12.0 \times 1,848.5^3) / 12 + 12.0 \times 1,848.5 \times (900.0 - 949.4)^2 = 6.370E+09\ mm^4$

  - 합성후 단면2차 모멘트

  $I_{vw}' = (12.0 \times 1,848.5^3) / 12 + 12.0 \times 1,848.5 \times (1,541.4 - 900.0)^2 = 1.544E+10\ mm^4$

- 복부판에 작용하는 모멘트

  - 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

  $M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 2,379.2 \times 6,370,339,812.8 / 72,105,900,000.0 = 210.2\ kN·m$

  - 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

  $M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 2,904.6 \times 15,441,976,241.4 / 145,720,000,000.0 = 307.8\ kN·m$

- 복부 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s·Y(mm^3)$	$A_s·Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
4 - 280.0 × 10.0	11,200.0	700.0	7.840E+06	5.488E+09	7.317E+07
2 - 1,120.0 × 10.0	22,400.0	-	-	-	2.342E+09
합 계	33,600.0	700.0	7.840E+06	5.488E+09	2.415E+09

$I = I_o + AY^2 = 2,414,720,000.0 + 5,488,000,000.0 = 7.903E+09\ mm^4$

- 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$I_{sw} = 7,902,720,000.0 + 33,600.0 \times (900.0 - 949.4)^2 = 7.985E+09\ mm^4$

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$I_{vw} = 7,902,720,000.0 + 33,600.0 \times (1,541.4 - 900.0)^2 = 2.173E+10\ mm^4$

- 이음판의 응력 검토

  - 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

  $y_{su} = 874.6\ mm \quad y_{sl} = 949.4\ mm$

  - 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

  $y_{su,v} = 282.6\ mm \quad y_{sl,v} = 1,541.4\ mm$

  - 이음판의 상연 응력 검토

  $f_u = (M_{sw}·y_{su})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{su,v})/I_{vw}$

  $= (210.2 \times 874.6) / 7,984,672,945.8 + (307.8 \times 282.6) / 21,725,858,772.2$

  $= 23.024 + 4.004 = 27.028\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...O.K !!

  - 이음판의 하연 응력 검토

  $f_l = (M_{sw}·y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{sl,v})/I_{vw}$

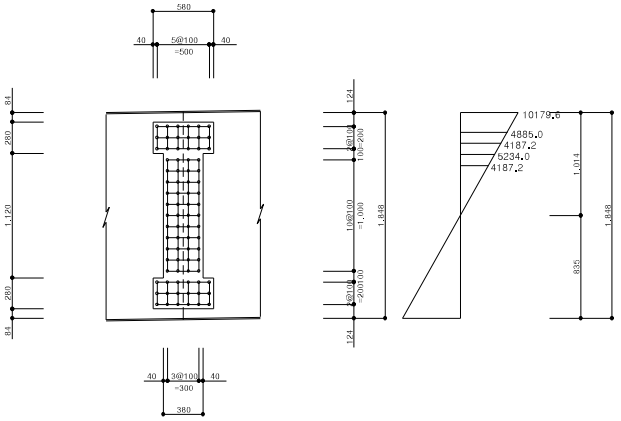
  $= (210.2 \times 949.4) / 7,984,672,945.8 + (307.8 \times 1,541.4) / 21,725,858,772.2$

  $= 24.993 + 21.838 = 46.830\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...O.K !!

(6) WEB 연결부의 계산 : (우측 WEB)

① BOLT의 응력계산

• 휨에 의한 BOLT의 응력



Box 평균 높이 = 1,800 mm

Box 계산 높이 = 1,752 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 876 mm

f_1 = fu = 161.25 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 174) / h_o$ = 129.17 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 274) / h_o$ = 110.75 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 374) / h_o$ = 92.34 MPa

$f_5 = f_1 \cdot (h_o - 474) / h_o$ = 73.93 MPa

$f_6 = f_1 \cdot (h_o - 574) / h_o$ = 55.51 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 129.166) / 2 × 174.3 × 12.0 / 3ea = **101,209.9** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (129.166 + 110.753) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **47,983.7** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (110.753 + 92.340) / 2 × 100.0 × 12.0 / 3ea = **40,618.6** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (92.340 + 73.927) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **49,880.2** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (73.927 + 55.515) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **38,832.6** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

• 전단력에 의한 BOLT의 응력 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

∵ 전단응력 $\upsilon = V / A_w + M_t / (2 \cdot F \cdot t_w)$ [비틀림 모멘트 고려시]

- 한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(V_s + V_v) / 2$ = (540.7 + 740.8)/2 = 640,755.5 N

- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 890.4 / (2×2412) = 184,576.9 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (640,755.5 + 184,576.9) / 38ea = **21,719.3** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

• 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(101,209.9^2 + 21,719.3^2)}$ = **103,514.1** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

② 이음판의 응력계산

• 복부판의 단면2차 모멘트

- 합성전 단면2차 모멘트

$I_{sw}' = (12.0 \times 1,751.5^3) / 12 + 12.0 \times 1,751.5 \times (900.0 - 949.4)^2$ = 5.424E+09 mm^4

- 합성후 단면2차 모멘트

$I_{vw}' = (12.0 \times 1,751.5^3) / 12 + 12.0 \times 1,751.5 \times (1,541.4 - 900.0)^2$ = 1.402E+10 mm^4

• 복부판에 작용하는 모멘트

- 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s$ = 2,379.2 × 5,424,432,560.4 / 72,105,900,000.0 = 179.0 kN·m

- 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v$ = 2,904.6 × 14,020,035,051.4 / 145,720,000,000.0 = 279.5 kN·m

- 복부 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
4 - 280.0 × 10.0	11,200.0	650.0	7.280E+06	4.732E+09	7.317E+07
2 - 1,020.0 × 10.0	20,400.0	-	-	-	1.769E+09
합 계	31,600.0	650.0	7.280E+06	4.732E+09	1.842E+09

$I = I_o + AY^2$ = 1,841,853,333.3 + 4,732,000,000.0 = 6.574E+09 mm^4

- 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{sw} = 6,573,853,333.3 + 31,600.0 × (900.0 - 949.4)² = 6.651E+09 mm^4

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

I_{vw} = 6,573,853,333.3 + 31,600.0 × (1,541.4 - 900.0)² = 1.957E+10 mm^4

- 이음판의 응력 검토

- 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

y_{su} = 874.6 mm y_{sl} = 949.4 mm

- 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$y_{su,v}$ = 282.6 mm $y_{sl,v}$ = 1,541.4 mm

- 이음판의 상연 응력 검토

$f_u = (M_{sw} \cdot y_{su})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su,v})/I_{vw}$

= (179.0 × 874.6) / 6,650,928,127.6 + (279.5 × 282.6) / 19,574,186,226.2

= 23.537 + 4.034 = 27.572 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

- 이음판의 하연 응력 검토

$f_l = (M_{sw} \cdot y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl,v})/I_{vw}$

= (179.0 × 949.4) / 6,650,928,127.6 + (279.5 × 1,541.4) / 19,574,186,226.2

= 25.549 + 22.006 = 47.556 MPa ≤ f_{sa} = 215.000 MPa ...O.K !!

5.1 현장이음 표

[G - 1]

구 분	휨 모멘트(kN·m)		전 단 력(kN)		M_t (kN·m)	f_u (MPa)	f_l (MPa)	f_{sa} (MPa)	ρ_{sa} (N)
	M_s	M_v	V_s	V_v					
SP1	2,477.43	2,944.75	552.54	731.12	838.49	81.94	-67.44	215.0	126,000
SP2	5,268.53	5,932.14	211.79	480.84	642.79	121.80	-131.75	215.0	126,000
SP3	4,665.40	5,746.97	314.07	608.09	390.84	106.46	-122.01	215.0	126,000
SP4	1,805.03	3,515.20	599.95	731.44	778.87	58.99	-54.14	215.0	126,000
SP5	-2,814.38	-4,784.78	874.93	1,024.07	804.27	-73.81	124.52	215.0	126,000
SP6	-3,660.13	-5,274.93	605.40	913.55	611.79	-97.26	142.32	215.0	126,000
SP7	-721.40	-2,836.78	332.53	618.28	566.72	-36.99	88.02	215.0	126,000
SP8	-144.08	-3,438.71	240.72	497.52	375.05	-33.58	82.30	215.0	126,000
SP9	-3,227.24	-5,618.40	582.47	790.16	468.58	-86.92	123.39	215.0	126,000
SP10	-7,721.47	-8,917.34	843.70	1,030.00	1,068.28	-145.38	135.59	215.0	126,000
SP11	-6,761.40	-7,966.32	1,058.29	1,177.15	1,376.09	-130.24	142.60	215.0	126,000
SP12	1,971.16	3,822.03	647.05	789.58	1,431.56	62.11	-53.96	215.0	126,000
SP13	5,920.06	6,798.04	268.56	511.63	842.50	105.94	-147.86	215.0	126,000
SP14	6,242.01	6,943.63	213.32	524.84	585.67	108.97	-153.59	215.0	126,000
SP15	1,916.90	3,889.48	650.34	835.24	1,309.09	56.16	-49.67	215.0	126,000
SP16	-8,382.53	-8,981.34	1,126.41	1,212.38	1,248.08	-139.58	161.14	215.0	126,000
SP17	-8,864.06	-9,851.01	1,018.35	1,112.76	949.93	-148.08	165.19	215.0	126,000
SP18	-1,479.81	-4,843.86	647.03	755.55	646.67	-53.95	90.94	215.0	126,000
SP19	2,396.69	5,005.04	241.46	476.44	368.02	76.01	-75.18	215.0	126,000
SP20	2,113.08	3,203.63	287.41	626.77	673.32	76.78	-64.32	215.0	126,000

• 상부 플랜지 연결부 관련 검토

구 분	상부플랜지이음부설계응력(MPa)				모재 두께 (mm)	모재 길이 (mm)	상부이음판단면적검토(mm^2)			상부이음판응력검토(MPa)		
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	구분			A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	81.94	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP2	121.80	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP3	106.46	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP4	58.99	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP5	73.81	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP6	97.26	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP7	36.99	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP8	33.58	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP9	86.92	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP10	145.38	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP11	130.24	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP12	62.11	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP13	105.94	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP14	108.97	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP15	56.16	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP16	139.58	161.25	161.25	인장	14	2,640	27,720.0	36,900.0	O.K	215.0	161.5	O.K
SP17	148.08	161.25	161.25	인장	14	2,640	27,720.0	36,900.0	O.K	215.0	161.5	O.K
SP18	53.95	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP19	76.01	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP20	76.78	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K

구 분	BOLT 규격		BOLT수 결정				Q_s (mm^3)	Q_v (mm^3)	I_s (mm^4)	I_v (mm^4)	p (mm)
			n_{treq}	n_{tuse}	판정	n					
SP1	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.75E+07	9.06E+06	7.21E+10	1.45E+11	132.00
SP2	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.75E+07	9.06E+06	7.21E+10	1.45E+11	132.00
SP3	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.75E+07	9.06E+06	7.21E+10	1.45E+11	132.00
SP4	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	1.01E+07	7.80E+10	1.59E+11	132.00
SP5	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.98E+07	2.43E+07	7.74E+10	1.01E+11	132.00
SP6	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.12E+07	2.53E+07	7.25E+10	9.83E+10	114.78
SP7	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	2.31E+07	7.80E+10	1.02E+11	132.00
SP8	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	2.31E+07	7.80E+10	1.02E+11	132.00
SP9	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.19E+07	2.58E+07	8.15E+10	1.10E+11	114.78
SP10	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.90E+07	3.23E+07	1.20E+11	1.60E+11	114.78
SP11	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.90E+07	3.23E+07	1.18E+11	1.58E+11	114.78
SP12	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.99E+07	1.10E+07	8.22E+10	1.70E+11	132.00
SP13	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.73E+07	9.12E+06	7.35E+10	1.46E+11	132.00
SP14	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.73E+07	9.12E+06	7.35E+10	1.46E+11	132.00
SP15	M22	F13T	41	60	O.K	3	3.09E+07	1.19E+07	8.62E+10	1.82E+11	132.00
SP16	M22	F13T	48	69	O.K	3	4.52E+07	3.79E+07	1.31E+11	1.70E+11	114.78
SP17	M22	F13T	48	69	O.K	3	4.52E+07	3.79E+07	1.33E+11	1.73E+11	114.78
SP18	M22	F13T	41	60	O.K	3	3.09E+07	2.53E+07	8.64E+10	1.14E+11	132.00
SP19	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	1.01E+07	7.80E+10	1.59E+11	132.00
SP20	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.75E+07	9.06E+06	7.21E+10	1.45E+11	132.00

구 분	BOLT 응력 검토(N/ea)					A_n (mm^2)	모재 응력 검토(MPa)		
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정		f_{sa}	f	판정
SP1	1.26E+05	8.51E+04	1.13E+04	8.59E+04	O.K	-	-	-	-
SP2	1.26E+05	8.51E+04	4.88E+03	8.53E+04	O.K	-	-	-	-
SP3	1.26E+05	8.51E+04	6.95E+03	8.54E+04	O.K	-	-	-	-
SP4	1.26E+05	8.51E+04	1.18E+04	8.59E+04	O.K	-	-	-	-
SP5	1.26E+05	8.51E+04	2.56E+04	8.89E+04	O.K	2.57E+04	215.0	198.9	O.K
SP6	1.26E+05	7.40E+04	1.90E+04	7.64E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP7	1.26E+05	8.51E+04	1.15E+04	8.59E+04	O.K	2.57E+04	215.0	198.9	O.K
SP8	1.26E+05	8.51E+04	8.84E+03	8.56E+04	O.K	2.57E+04	215.0	198.9	O.K
SP9	1.26E+05	7.40E+04	1.58E+04	7.57E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP10	1.26E+05	7.40E+04	1.84E+04	7.63E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP11	1.26E+05	7.40E+04	2.26E+04	7.74E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP12	1.26E+05	8.51E+04	1.26E+04	8.61E+04	O.K	-	-	-	-
SP13	1.26E+05	8.51E+04	5.81E+03	8.53E+04	O.K	-	-	-	-
SP14	1.26E+05	8.51E+04	4.94E+03	8.53E+04	O.K	-	-	-	-
SP15	1.26E+05	8.51E+04	1.27E+04	8.61E+04	O.K	-	-	-	-
SP16	1.26E+05	8.64E+04	2.53E+04	9.00E+04	O.K	2.89E+04	215.0	206.2	O.K
SP17	1.26E+05	8.64E+04	2.26E+04	8.93E+04	O.K	2.89E+04	215.0	206.2	O.K
SP18	1.26E+05	8.51E+04	1.76E+04	8.69E+04	O.K	2.57E+04	215.0	198.9	O.K
SP19	1.26E+05	8.51E+04	5.25E+03	8.53E+04	O.K	-	-	-	-
SP20	1.26E+05	8.51E+04	6.55E+03	8.54E+04	O.K	-	-	-	-

구 분	RIB 두께 (mm)	RIB 폭 (mm)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토(mm^2)			상부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP2	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP3	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP4	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP5	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP6	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP7	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP8	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP9	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP10	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP11	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP12	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP13	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP14	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP15	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP16	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP17	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP18	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP19	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP20	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K

• 하부 플랜지 연결부 관련 검토

구 분	하부플랜지이음부설계응력(MPa)				모재 두께 (mm)	모재 길이 (mm)	하부이음판단면적검토(mm^2)			하부이음판 응력검토(MPa)		
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	구분			A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	67.44	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP2	131.75	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP3	122.01	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP4	54.14	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP5	124.52	161.25	161.25	압축	14	2,640	27,720.0	44,800.0	O.K	215.0	133.0	O.K
SP6	142.32	161.25	161.25	압축	14	2,640	27,720.0	44,800.0	O.K	215.0	133.0	O.K
SP7	88.02	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP8	82.30	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP9	123.39	161.25	161.25	압축	14	2,640	27,720.0	44,800.0	O.K	215.0	133.0	O.K
SP10	135.59	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP11	142.60	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP12	53.96	161.25	161.25	인장	14	2,640	27,720.0	34,800.0	O.K	215.0	171.3	O.K
SP13	147.86	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP14	153.59	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP15	49.67	161.25	161.25	인장	16	2,640	31,680.0	41,760.0	O.K	215.0	163.1	O.K
SP16	161.14	161.25	161.25	압축	18	2,640	35,640.0	44,800.0	O.K	215.0	171.0	O.K
SP17	165.19	161.25	165.19	압축	18	2,640	36,511.1	44,800.0	O.K	215.0	175.2	O.K
SP18	90.94	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP19	75.18	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP20	64.32	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K

구 분	BOLT 규격		BOLT수 결정				Q_s (mm^3)	Q_v (mm^3)	I_s (mm^4)	I_v (mm^4)	p (mm)
			n_{req}	n_{use}	판정	n					
SP1	M22	F13T	41	69	O.K	3	2.99E+07	4.83E+07	7.21E+10	1.45E+11	114.78
SP2	M22	F13T	41	46	O.K	2	2.99E+07	4.83E+07	7.21E+10	1.45E+11	114.78
SP3	M22	F13T	41	46	O.K	2	2.99E+07	4.83E+07	7.21E+10	1.45E+11	114.78
SP4	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	4.73E+07	7.80E+10	1.59E+11	132.00
SP5	M22	F13T	48	60	O.K	3	3.22E+07	3.86E+07	7.74E+10	1.01E+11	132.00
SP6	M22	F13T	48	60	O.K	3	3.06E+07	3.75E+07	7.25E+10	9.83E+10	132.00
SP7	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	3.43E+07	7.80E+10	1.02E+11	132.00
SP8	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	3.43E+07	7.80E+10	1.02E+11	132.00
SP9	M22	F13T	48	60	O.K	3	3.14E+07	3.86E+07	8.15E+10	1.10E+11	132.00
SP10	M22	F13T	55	80	O.K	4	4.13E+07	5.01E+07	1.20E+11	1.60E+11	132.00
SP11	M22	F13T	55	80	O.K	4	4.13E+07	5.01E+07	1.18E+11	1.58E+11	132.00
SP12	M22	F13T	48	60	O.K	3	3.22E+07	5.42E+07	8.22E+10	1.70E+11	132.00
SP13	M22	F13T	41	46	O.K	2	3.01E+07	4.83E+07	7.35E+10	1.46E+11	114.78
SP14	M22	F13T	41	46	O.K	2	3.01E+07	4.83E+07	7.35E+10	1.46E+11	114.78
SP15	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.54E+07	6.08E+07	8.62E+10	1.82E+11	132.00
SP16	M22	F13T	61	80	O.K	4	4.69E+07	5.62E+07	1.31E+11	1.70E+11	132.00
SP17	M22	F13T	63	80	O.K	4	4.69E+07	5.62E+07	1.33E+11	1.73E+11	132.00
SP18	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.54E+07	4.30E+07	8.64E+10	1.14E+11	132.00
SP19	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	4.73E+07	7.80E+10	1.59E+11	132.00
SP20	M22	F13T	41	46	O.K	2	2.99E+07	4.83E+07	7.21E+10	1.45E+11	114.78

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					A_n	모재 응력 검토(MPa)		
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정	(mm^2)	f_{sa}	f	판정
SP1	1.26E+05	7.40E+04	1.81E+04	7.62E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP2	1.26E+05	1.11E+05	1.43E+04	1.12E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP3	1.26E+05	1.11E+05	1.91E+04	1.13E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP4	1.26E+05	8.51E+04	1.93E+04	8.73E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP5	1.26E+05	9.93E+04	3.32E+04	1.05E+05	O.K	-	-	-	-
SP6	1.26E+05	9.93E+04	2.66E+04	1.03E+05	O.K	-	-	-	-
SP7	1.26E+05	8.51E+04	1.45E+04	8.64E+04	O.K	-	-	-	-
SP8	1.26E+05	8.51E+04	1.13E+04	8.59E+04	O.K	-	-	-	-
SP9	1.26E+05	9.93E+04	2.20E+04	1.02E+05	O.K	-	-	-	-
SP10	1.26E+05	8.51E+04	2.02E+04	8.75E+04	O.K	-	-	-	-
SP11	1.26E+05	8.51E+04	2.45E+04	8.86E+04	O.K	-	-	-	-
SP12	1.26E+05	9.93E+04	2.22E+04	1.02E+05	O.K	29,960.00	215.0	198.9	O.K
SP13	1.26E+05	1.11E+05	1.60E+04	1.12E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP14	1.26E+05	1.11E+05	1.50E+04	1.12E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP15	1.26E+05	8.51E+04	1.80E+04	8.70E+04	O.K	34,240.00	215.0	198.9	O.K
SP16	1.26E+05	9.58E+04	2.66E+04	9.94E+04	O.K	-	-	-	-
SP17	1.26E+05	9.81E+04	2.38E+04	1.01E+05	O.K	-	-	-	-
SP18	1.26E+05	8.51E+04	1.81E+04	8.71E+04	O.K	-	-	-	-
SP19	1.26E+05	8.51E+04	1.02E+04	8.57E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP20	1.26E+05	1.11E+05	1.89E+04	1.13E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K

구 분	RIB 두께 (mm)	RIB 폭 (mm)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토(mm^2)			하부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP2	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP3	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP4	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP5	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP6	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP7	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP8	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP9	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP10	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP11	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP12	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP13	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP14	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP15	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP16	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP17	14.0	150.0	3	4	O.K	1,613.5	3120.0	O.K	215.0	111.2	O.K
SP18	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP19	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP20	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K

• WEB 연결부 관련 검토(좌측 WEB)

구 분	BOX 높이(mm)		WEB 두께 (mm)	h_o (mm)	WEB 이음부설계응력(MPa)					
	평균높이	계산높이			f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6
SP1	1,800	1,849	12	924	161.25	130.85	113.40	95.96	78.51	61.06
SP2	1,800	1,858	12	929	161.25	130.16	112.81	95.45	78.10	60.74
SP3	1,800	1,875	12	937	161.25	129.03	111.83	94.62	77.42	60.21
SP4	1,800	1,883	12	941	161.25	137.04	119.91	102.78	85.65	68.52
SP5	1,800	1,891	12	945	161.25	136.45	119.39	102.34	85.28	68.22
SP6	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP7	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP8	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP9	1,844	1,939	12	970	161.25	133.04	116.41	99.78	83.15	66.52
SP10	2,193	2,289	12	1,144	161.25	140.90	126.81	112.72	98.63	84.54
SP11	2,193	2,289	12	1,144	161.25	140.90	126.81	112.72	98.63	84.54
SP12	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP13	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP14	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP15	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP16	2,193	2,289	12	1,144	161.25	140.90	126.81	112.72	98.63	84.54
SP17	2,193	2,289	12	1,158	165.19	144.59	130.33	116.06	101.80	87.54
SP18	1,802	1,897	12	949	161.25	135.97	118.98	101.98	84.98	67.99
SP19	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP20	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05

구 분	BOLT 개수(ea)						접합선 직각 방향 BOLT 응력 검토(N/ea)						
	n_t	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	ρ_{sa}	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	판정
SP1	40	3	3	3	2	2	126,000	101,797	48,850	41,872	52,340	41,872	O.K
SP2	40	3	3	3	2	2	126,000	104,409	48,593	41,651	52,064	41,651	O.K
SP3	40	3	3	3	2	2	126,000	108,732	48,171	41,289	51,612	41,289	O.K
SP4	42	3	3	3	2	2	126,000	84,327	51,389	44,537	56,528	46,250	O.K
SP5	42	3	3	3	2	2	126,000	86,578	51,168	44,346	56,285	46,051	O.K
SP6	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP7	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP8	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP9	42	3	3	3	2	2	126,000	99,853	49,889	43,237	54,878	44,900	O.K
SP10	50	3	3	3	2	2	126,000	87,282	53,542	47,906	63,405	54,951	O.K
SP11	50	3	3	3	2	2	126,000	87,301	53,540	47,904	63,403	54,949	O.K
SP12	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP13	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP14	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP15	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP16	50	3	3	3	2	2	126,000	87,282	53,542	47,906	63,405	54,951	O.K
SP17	50	3	3	3	2	2	126,000	89,506	54,983	49,278	65,360	56,803	O.K
SP18	42	3	3	3	2	2	126,000	88,406	50,990	44,191	56,089	45,891	O.K
SP19	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP20	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					WEB 강성(mm^4)		WEB 작용력(N·mm)	
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_s	ρ	판정	I_{sw}'	I_{vw}'	M_{sw}	M_{vw}
SP1	126,000.00	101,796.62	20,391.14	103,818.83	O.K	6.37E+09	1.52E+10	2.19E+08	3.09E+08
SP2	126,000.00	104,408.76	11,989.13	105,094.86	O.K	6.47E+09	1.53E+10	4.73E+08	6.29E+08
SP3	126,000.00	108,731.64	13,552.48	109,572.99	O.K	6.64E+09	1.56E+10	4.30E+08	6.19E+08
SP4	126,000.00	84,327.48	19,694.09	86,596.66	O.K	6.68E+09	1.47E+10	1.54E+08	3.27E+08
SP5	126,000.00	86,577.84	26,576.74	90,565.14	O.K	6.77E+09	7.29E+09	2.46E+08	3.44E+08
SP6	126,000.00	87,923.98	21,102.26	90,420.86	O.K	6.91E+09	7.15E+09	3.49E+08	3.84E+08
SP7	126,000.00	87,923.98	14,116.38	89,049.98	O.K	6.82E+09	7.64E+09	6.30E+07	2.12E+08
SP8	126,000.00	87,923.98	10,639.64	88,565.39	O.K	6.82E+09	7.64E+09	1.26E+07	2.57E+08
SP9	126,000.00	99,853.46	18,653.67	101,580.87	O.K	7.40E+09	7.68E+09	2.93E+08	3.91E+08
SP10	126,000.00	87,282.41	23,166.02	90,304.39	O.K	1.23E+10	1.23E+10	7.94E+08	6.83E+08
SP11	126,000.00	87,300.62	28,059.58	91,699.18	O.K	1.23E+10	1.23E+10	7.05E+08	6.19E+08
SP12	126,000.00	87,923.98	24,168.40	91,185.18	O.K	6.82E+09	1.43E+10	1.64E+08	3.20E+08
SP13	126,000.00	87,923.98	13,446.24	88,946.21	O.K	6.88E+09	1.58E+10	5.54E+08	7.38E+08
SP14	126,000.00	87,923.98	11,678.26	88,696.15	O.K	6.88E+09	1.58E+10	5.84E+08	7.54E+08
SP15	126,000.00	87,923.98	24,146.71	91,179.44	O.K	6.88E+09	1.36E+10	1.53E+08	2.92E+08
SP16	126,000.00	87,282.41	28,562.36	91,836.96	O.K	1.23E+10	1.22E+10	7.88E+08	6.47E+08
SP17	126,000.00	89,506.15	25,249.46	92,999.38	O.K	1.23E+10	1.22E+10	8.21E+08	6.99E+08
SP18	126,000.00	88,405.91	19,889.14	90,615.58	O.K	6.90E+09	7.18E+09	1.18E+08	3.05E+08
SP19	126,000.00	87,923.98	10,362.80	88,532.56	O.K	6.82E+09	1.49E+10	2.09E+08	4.71E+08
SP20	126,000.00	87,923.98	14,206.39	89,064.29	O.K	6.87E+09	1.59E+10	2.01E+08	3.52E+08

구 분	WEB 이음판 강성(mm^4)		합성전 이음판까지 거리(mm)		합성후 이음판까지 거리(mm)		이음판 상하연 응력검토(MPa)			
	I_{sw}	I_{vw}	y_{su}	y_{sl}	$y_{su,v}$	$y_{sl,v}$	f_{sa}	f_u	f_l	판정
SP1	7.98E+09	2.13E+10	874.61	949.39	291.98	1,532.02	2.15E+02	2.82E+01	4.82E+01	O.K
SP2	7.98E+09	2.13E+10	874.61	949.39	291.98	1,532.02	2.15E+02	6.04E+01	1.01E+02	O.K
SP3	7.98E+09	2.13E+10	874.61	949.39	291.98	1,532.02	2.15E+02	5.56E+01	9.56E+01	O.K
SP4	9.40E+09	2.21E+10	912.00	912.00	326.27	1,497.73	2.15E+02	1.98E+01	3.71E+01	O.K
SP5	9.41E+09	1.02E+10	946.72	879.28	773.81	1,052.19	2.15E+02	5.08E+01	5.83E+01	O.K
SP6	9.55E+09	9.93E+09	991.61	834.39	803.81	1,022.19	2.15E+02	6.73E+01	7.00E+01	O.K
SP7	9.40E+09	1.07E+10	912.00	912.00	733.76	1,090.24	2.15E+02	2.07E+01	2.78E+01	O.K
SP8	9.40E+09	1.07E+10	912.00	912.00	733.76	1,090.24	2.15E+02	1.89E+01	2.75E+01	O.K
SP9	9.56E+09	9.99E+09	1,014.51	855.49	819.08	1,050.92	2.15E+02	6.31E+01	6.73E+01	O.K
SP10	1.78E+10	1.77E+10	1,236.31	984.69	1,025.74	1,195.26	2.15E+02	9.47E+01	9.00E+01	O.K
SP11	1.78E+10	1.77E+10	1,235.99	985.01	1,026.78	1,194.22	2.15E+02	8.49E+01	8.08E+01	O.K
SP12	9.42E+09	2.11E+10	948.29	877.71	353.83	1,472.17	2.15E+02	2.18E+01	3.76E+01	O.K
SP13	9.51E+09	2.35E+10	869.14	954.86	294.02	1,529.99	2.15E+02	5.99E+01	1.04E+02	O.K
SP14	9.51E+09	2.35E+10	869.14	954.86	294.02	1,529.99	2.15E+02	6.29E+01	1.08E+02	O.K
SP15	9.50E+09	2.01E+10	981.88	846.12	380.43	1,447.57	2.15E+02	2.13E+01	3.47E+01	O.K
SP16	1.77E+10	1.77E+10	1,229.52	995.48	1,033.65	1,191.35	2.15E+02	9.26E+01	8.79E+01	O.K
SP17	1.77E+10	1.77E+10	1,229.76	995.25	1,032.67	1,192.33	2.15E+02	9.78E+01	9.33E+01	O.K
SP18	9.50E+09	9.95E+09	982.93	847.07	805.07	1,024.93	2.15E+02	3.69E+01	4.19E+01	O.K
SP19	9.40E+09	2.21E+10	912.00	912.00	326.27	1,497.73	2.15E+02	2.73E+01	5.22E+01	O.K
SP20	9.49E+09	2.36E+10	874.61	949.39	291.98	1,532.02	2.15E+02	2.29E+01	4.30E+01	O.K

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	$I(mm^4)$
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,120.0 × 10	22,400.0	-	-	-	2.34E+09	-
	합 계	33,600.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	2.41E+09	7.90E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,120.0 × 10	22,400.0	-	-	-	2.34E+09	-
	합 계	33,600.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	2.41E+09	7.90E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,120.0 × 10	22,400.0	-	-	-	2.34E+09	-
	합 계	33,600.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	2.41E+09	7.90E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.32E+07	-
	2 - 1,620.0 × 10	32,400.0	-	-	-	7.09E+09	-
	합 계	43,600.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.16E+09	1.73E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.32E+07	-
	2 - 1,620.0 × 10	32,400.0	-	-	-	7.09E+09	-
	합 계	43,600.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.16E+09	1.73E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)	I(mm^4)
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.32E+07	-
	2 - 1,620.0 × 10	32,400.0	-	-	-	7.09E+09	-
	합 계	43,600.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.16E+09	1.73E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.32E+07	-
	2 - 1,620.0 × 10	32,400.0	-	-	-	7.09E+09	-
	합 계	43,600.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.16E+09	1.73E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09

• WEB 연결부 관련 검토(우측 WEB)

구 분	BOX 높이(mm)		WEB 두께 (mm)	h_o (mm)	WEB 이음부설계응력(MPa)					
	평균높이	계산높이			f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6
SP1	1,800	1,752	12	876	161.25	129.17	110.75	92.34	73.93	55.51
SP2	1,800	1,742	12	871	161.25	128.08	109.56	91.05	72.53	54.01
SP3	1,800	1,725	12	863	161.25	126.24	107.55	88.86	70.17	51.48
SP4	1,800	1,717	12	859	161.25	134.70	115.92	97.15	78.37	59.59
SP5	1,800	1,709	12	855	161.25	133.81	114.94	96.08	77.21	58.34
SP6	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP7	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP8	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP9	1,844	1,748	12	874	161.25	129.95	111.50	93.05	74.60	56.15
SP10	2,193	2,097	12	1,049	161.25	139.04	123.67	108.29	92.92	77.54
SP11	2,193	2,098	12	1,049	161.25	139.04	123.66	108.29	92.91	77.54
SP12	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP13	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP14	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP15	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP16	2,193	2,097	12	1,049	161.25	139.04	123.67	108.29	92.92	77.54
SP17	2,193	2,098	12	1,061	165.19	142.71	127.14	111.58	96.02	80.46
SP18	1,802	1,706	12	853	161.25	133.14	114.23	95.33	76.43	57.52
SP19	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP20	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58

구 분	BOLT 개수(ea)						접합선 직각 방향 BOLT 응력 검토(N/ea)						
	n_t	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	ρ_{sa}	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	판정
SP1	38	3	3	3	2	2	126,000	101,210	47,984	40,619	49,880	38,833	O.K
SP2	38	3	3	3	2	2	126,000	103,663	47,528	40,122	49,073	37,963	O.K
SP3	38	3	3	3	2	2	126,000	107,688	46,759	39,283	47,710	36,495	O.K
SP4	38	3	3	3	2	2	126,000	83,668	50,126	42,614	52,653	41,386	O.K
SP5	38	3	3	3	2	2	126,000	85,811	49,751	42,204	51,985	40,663	O.K
SP6	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP7	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP8	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP9	38	3	3	3	2	2	126,000	98,805	48,289	40,909	50,293	39,223	O.K
SP10	46	3	3	3	2	2	126,000	86,746	52,542	46,391	60,362	51,137	O.K
SP11	46	3	3	3	2	2	126,000	86,764	52,540	46,390	60,360	51,135	O.K
SP12	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP13	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP14	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP15	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP16	46	3	3	3	2	2	126,000	86,746	52,542	46,391	60,362	51,137	O.K
SP17	46	3	3	3	2	2	126,000	88,963	53,970	47,745	62,280	52,942	O.K
SP18	38	3	3	3	2	2	126,000	87,562	49,474	41,913	51,527	40,185	O.K
SP19	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP20	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					WEB 강성(mm^4)		WEB 작용력(N·mm)	
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_s	ρ	판정	I_{sw}'	I_{vw}'	M_{sw}	M_{vw}
SP1	126,000.00	101,209.88	21,464.36	103,460.90	O.K	5.42E+09	1.38E+10	1.86E+08	2.81E+08
SP2	126,000.00	103,663.18	12,620.13	104,428.55	O.K	5.33E+09	1.36E+10	3.90E+08	5.60E+08
SP3	126,000.00	107,688.28	14,265.77	108,629.09	O.K	5.19E+09	1.34E+10	3.36E+08	5.33E+08
SP4	126,000.00	83,668.11	21,767.15	86,453.23	O.K	5.07E+09	1.24E+10	1.17E+08	2.75E+08
SP5	126,000.00	85,811.30	29,374.29	90,699.66	O.K	5.00E+09	5.47E+09	1.82E+08	2.58E+08
SP6	126,000.00	87,088.83	23,323.55	90,157.93	O.K	5.04E+09	5.26E+09	2.54E+08	2.82E+08
SP7	126,000.00	87,088.83	15,602.31	88,475.40	O.K	4.95E+09	5.69E+09	4.58E+07	1.58E+08
SP8	126,000.00	87,088.83	11,759.60	87,879.19	O.K	4.95E+09	5.69E+09	9.15E+06	1.92E+08
SP9	126,000.00	98,805.29	20,617.22	100,933.42	O.K	5.43E+09	5.69E+09	2.15E+08	2.89E+08
SP10	126,000.00	86,745.98	25,180.46	90,326.74	O.K	9.54E+09	9.47E+09	6.14E+08	5.28E+08
SP11	126,000.00	86,763.99	30,499.55	91,968.54	O.K	9.54E+09	9.47E+09	5.46E+08	4.78E+08
SP12	126,000.00	87,088.83	26,712.44	91,093.46	O.K	4.96E+09	1.16E+10	1.19E+08	2.61E+08
SP13	126,000.00	87,088.83	14,861.64	88,347.79	O.K	5.01E+09	1.31E+10	4.04E+08	6.09E+08
SP14	126,000.00	87,088.83	12,907.55	88,040.15	O.K	5.01E+09	1.31E+10	4.26E+08	6.22E+08
SP15	126,000.00	87,088.83	26,688.47	91,086.43	O.K	5.01E+09	1.11E+10	1.11E+08	2.37E+08
SP16	126,000.00	86,745.98	31,046.04	92,134.26	O.K	9.49E+09	9.45E+09	6.09E+08	5.00E+08
SP17	126,000.00	88,962.96	27,445.06	93,100.16	O.K	9.49E+09	9.46E+09	6.34E+08	5.40E+08
SP18	126,000.00	87,562.47	21,982.74	90,279.71	O.K	5.02E+09	5.28E+09	8.61E+07	2.24E+08
SP19	126,000.00	87,088.83	11,453.62	87,838.77	O.K	4.95E+09	1.23E+10	1.52E+08	3.87E+08
SP20	126,000.00	87,088.83	15,701.80	88,493.00	O.K	5.00E+09	1.31E+10	1.47E+08	2.91E+08

구 분	WEB 이음판 강성(mm^4)		합성전 이음판까지 거리(mm)		합성후 이음판까지 거리(mm)		이음판 상하연 응력검토(MPa)			
	I_{sw}	I_{vw}	y_{su}	y_{sl}	$y_{su,v}$	$y_{sl,v}$	f_{sa}	f_u	f_l	판정
SP1	6.65E+09	1.92E+10	874.61	949.39	291.98	1,532.02	2.15E+02	2.88E+01	4.90E+01	O.K
SP2	6.65E+09	1.92E+10	874.61	949.39	291.98	1,532.02	2.15E+02	5.98E+01	1.00E+02	O.K
SP3	6.65E+09	1.92E+10	874.61	949.39	291.98	1,532.02	2.15E+02	5.22E+01	9.05E+01	O.K
SP4	6.58E+09	1.79E+10	912.00	912.00	326.27	1,497.73	2.15E+02	2.13E+01	3.93E+01	O.K
SP5	6.59E+09	7.31E+09	946.72	879.28	773.81	1,052.19	2.15E+02	5.34E+01	6.14E+01	O.K
SP6	6.71E+09	7.05E+09	991.61	834.39	803.81	1,022.19	2.15E+02	6.98E+01	7.26E+01	O.K
SP7	6.58E+09	7.72E+09	912.00	912.00	733.76	1,090.24	2.15E+02	2.14E+01	2.87E+01	O.K
SP8	6.58E+09	7.72E+09	912.00	912.00	733.76	1,090.24	2.15E+02	1.95E+01	2.83E+01	O.K
SP9	6.71E+09	7.10E+09	1,014.51	855.49	819.08	1,050.92	2.15E+02	6.59E+01	7.03E+01	O.K
SP10	1.34E+10	1.33E+10	1,236.31	984.69	1,025.74	1,195.26	2.15E+02	9.72E+01	9.24E+01	O.K
SP11	1.34E+10	1.33E+10	1,235.99	985.01	1,026.78	1,194.22	2.15E+02	8.71E+01	8.29E+01	O.K
SP12	6.59E+09	1.69E+10	948.29	877.71	353.83	1,472.17	2.15E+02	2.26E+01	3.86E+01	O.K
SP13	6.67E+09	1.91E+10	869.14	954.86	294.02	1,529.99	2.15E+02	6.20E+01	1.07E+02	O.K
SP14	6.67E+09	1.91E+10	869.14	954.86	294.02	1,529.99	2.15E+02	6.51E+01	1.11E+02	O.K
SP15	6.67E+09	1.60E+10	981.88	846.12	380.43	1,447.57	2.15E+02	2.20E+01	3.56E+01	O.K
SP16	1.33E+10	1.33E+10	1,229.52	995.48	1,033.65	1,191.35	2.15E+02	9.50E+01	9.02E+01	O.K
SP17	1.33E+10	1.33E+10	1,229.76	995.25	1,032.67	1,192.33	2.15E+02	1.00E+02	9.57E+01	O.K
SP18	6.67E+09	7.06E+09	982.93	847.07	805.07	1,024.93	2.15E+02	3.82E+01	4.35E+01	O.K
SP19	6.58E+09	1.79E+10	912.00	912.00	326.27	1,497.73	2.15E+02	2.82E+01	5.35E+01	O.K
SP20	6.65E+09	1.92E+10	874.61	949.39	291.98	1,532.02	2.15E+02	2.37E+01	4.41E+01	O.K

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	$I(mm^4)$
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,420.0 × 10	28,400.0	-	-	-	4.77E+09	-
	합 계	39,600.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	4.85E+09	1.29E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,420.0 × 10	28,400.0	-	-	-	4.77E+09	-
	합 계	39,600.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	4.85E+09	1.29E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)	I(mm^4)
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,420.0 × 10	28,400.0	-	-	-	4.77E+09	-
	합 계	39,600.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	4.85E+09	1.29E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,420.0 × 10	28,400.0	-	-	-	4.77E+09	-
	합 계	39,600.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	4.85E+09	1.29E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09

[G - 2]

구 분	휨 모멘트(kN·m)		전 단 력(kN)		M_t (kN·m)	f_u (MPa)	f_l (MPa)	f_{sa} (MPa)	ρ_{sa} (N)
	M_s	M_v	V_s	V_v					
SP1	2,379.22	2,904.57	540.74	740.77	890.40	81.24	-66.01	215.0	126,000
SP2	5,218.42	5,918.65	219.20	485.03	669.71	121.52	-131.09	215.0	126,000
SP3	4,632.16	5,711.25	317.80	608.12	449.32	106.37	-121.21	215.0	126,000
SP4	1,795.97	3,528.37	614.71	752.63	952.98	59.48	-54.06	215.0	126,000
SP5	-2,844.57	-4,740.00	920.73	1,134.58	925.95	-74.00	125.76	215.0	126,000
SP6	-3,682.88	-5,150.91	646.07	1,023.90	646.55	-96.45	142.50	215.0	126,000
SP7	-709.85	-2,640.55	344.09	638.43	560.54	-34.83	87.71	215.0	126,000
SP8	-142.30	-3,296.63	245.67	491.25	447.58	-31.55	82.19	215.0	126,000
SP9	-3,198.03	-5,428.17	592.80	791.51	518.45	-83.89	122.76	215.0	126,000
SP10	-7,743.21	-8,539.84	929.23	1,187.93	1,092.92	-143.36	154.63	215.0	126,000
SP11	-6,662.79	-7,587.42	1,185.22	1,365.43	1,585.19	-126.61	140.35	215.0	126,000
SP12	2,008.91	3,927.69	650.89	780.74	1,596.58	63.38	-55.10	215.0	126,000
SP13	5,871.79	6,757.73	262.96	505.22	934.58	119.34	-146.77	215.0	126,000
SP14	6,177.82	6,880.67	211.27	523.05	607.73	108.14	-152.08	215.0	126,000
SP15	1,913.31	3,977.68	657.56	825.38	1,365.03	56.92	-50.26	215.0	126,000
SP16	-8,269.99	-8,659.11	1,261.84	1,428.24	1,474.42	-136.37	159.57	215.0	126,000
SP17	-8,854.17	-9,452.05	1,125.58	1,290.40	949.80	-145.87	164.31	215.0	126,000
SP18	-1,450.49	-4,654.65	658.29	754.47	765.89	-50.93	90.17	215.0	126,000
SP19	2,367.44	5,011.91	243.92	466.95	425.44	76.16	-74.54	215.0	126,000
SP20	2,057.65	3,150.50	294.75	641.36	646.90	76.65	-63.12	215.0	126,000

• 상부 플랜지 연결부 관련 검토

구 분	상부플랜지이음부설계응력(MPa)				모재 두께 (mm)	모재 길이 (mm)	상부이음판단면적검토(mm^2)			상부이음판응력검토(MPa)		
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	구분			A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	81.24	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP2	121.52	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP3	106.37	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP4	59.48	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP5	74.00	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP6	96.45	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP7	34.83	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP8	31.55	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP9	83.89	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP10	143.36	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP11	126.61	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP12	63.38	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP13	119.34	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP14	108.14	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP15	56.92	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP16	136.37	161.25	161.25	인장	14	2,640	27,720.0	36,900.0	O.K	215.0	161.5	O.K
SP17	145.87	161.25	161.25	인장	14	2,640	27,720.0	36,900.0	O.K	215.0	161.5	O.K
SP18	50.93	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP19	76.16	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP20	76.65	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K

구 분	BOLT 규격		BOLT수 결정				Q_s (mm^3)	Q_v (mm^3)	I_s (mm^4)	I_v (mm^4)	p (mm)
			n_{treq}	n_{tuse}	판정	n					
SP1	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.75E+07	8.76E+06	7.21E+10	1.46E+11	132.00
SP2	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.75E+07	8.76E+06	7.21E+10	1.46E+11	132.00
SP3	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.75E+07	8.76E+06	7.21E+10	1.46E+11	132.00
SP4	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	9.84E+06	7.80E+10	1.60E+11	132.00
SP5	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.98E+07	2.42E+07	7.74E+10	1.02E+11	132.00
SP6	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.12E+07	2.51E+07	7.25E+10	9.90E+10	114.78
SP7	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	2.29E+07	7.80E+10	1.03E+11	132.00
SP8	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	2.29E+07	7.80E+10	1.03E+11	132.00
SP9	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.19E+07	2.56E+07	8.15E+10	1.11E+11	114.78
SP10	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.90E+07	3.21E+07	1.20E+11	1.61E+11	114.78
SP11	M22	F13T	41	69	O.K	3	3.90E+07	3.21E+07	1.18E+11	1.59E+11	114.78
SP12	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.99E+07	1.07E+07	8.22E+10	1.72E+11	132.00
SP13	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.73E+07	8.83E+06	7.35E+10	1.47E+11	132.00
SP14	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.73E+07	8.83E+06	7.35E+10	1.47E+11	132.00
SP15	M22	F13T	41	60	O.K	3	3.09E+07	1.15E+07	8.62E+10	1.83E+11	132.00
SP16	M22	F13T	48	69	O.K	3	4.52E+07	3.77E+07	1.31E+11	1.71E+11	114.78
SP17	M22	F13T	48	69	O.K	3	4.52E+07	3.77E+07	1.33E+11	1.74E+11	114.78
SP18	M22	F13T	41	60	O.K	3	3.09E+07	2.51E+07	8.64E+10	1.15E+11	132.00
SP19	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	9.84E+06	7.80E+10	1.60E+11	132.00
SP20	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.75E+07	8.76E+06	7.21E+10	1.46E+11	132.00

구 분	BOLT 응력 검토(N/ea)					A_n (mm^2)	모재 응력 검토(MPa)		
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정		f_{sa}	f	판정
SP1	1.26E+05	8.51E+04	1.10E+04	8.59E+04	O.K	-	-	-	-
SP2	1.26E+05	8.51E+04	4.96E+03	8.53E+04	O.K	-	-	-	-
SP3	1.26E+05	8.51E+04	6.95E+03	8.54E+04	O.K	-	-	-	-
SP4	1.26E+05	8.51E+04	1.20E+04	8.60E+04	O.K	-	-	-	-
SP5	1.26E+05	8.51E+04	2.74E+04	8.94E+04	O.K	2.57E+04	215.0	198.9	O.K
SP6	1.26E+05	7.40E+04	2.06E+04	7.68E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP7	1.26E+05	8.51E+04	1.18E+04	8.60E+04	O.K	2.57E+04	215.0	198.9	O.K
SP8	1.26E+05	8.51E+04	8.79E+03	8.56E+04	O.K	2.57E+04	215.0	198.9	O.K
SP9	1.26E+05	7.40E+04	1.58E+04	7.57E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP10	1.26E+05	7.40E+04	2.06E+04	7.68E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP11	1.26E+05	7.40E+04	2.55E+04	7.83E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP12	1.26E+05	8.51E+04	1.25E+04	8.61E+04	O.K	-	-	-	-
SP13	1.26E+05	8.51E+04	5.64E+03	8.53E+04	O.K	-	-	-	-
SP14	1.26E+05	8.51E+04	4.84E+03	8.53E+04	O.K	-	-	-	-
SP15	1.26E+05	8.51E+04	1.27E+04	8.61E+04	O.K	-	-	-	-
SP16	1.26E+05	8.64E+04	2.88E+04	9.10E+04	O.K	2.89E+04	215.0	206.2	O.K
SP17	1.26E+05	8.64E+04	2.54E+04	9.00E+04	O.K	2.89E+04	215.0	206.2	O.K
SP18	1.26E+05	8.51E+04	1.76E+04	8.69E+04	O.K	2.57E+04	215.0	198.9	O.K
SP19	1.26E+05	8.51E+04	5.21E+03	8.53E+04	O.K	-	-	-	-
SP20	1.26E+05	8.51E+04	6.65E+03	8.54E+04	O.K	-	-	-	-

구 분	RIB 두께 (mm)	RIB 폭 (mm)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토(mm^2)			상부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP2	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP3	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP4	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP5	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP6	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP7	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP8	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP9	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP10	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP11	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP12	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP13	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP14	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP15	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP16	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP17	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP18	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP19	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP20	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K

• 하부 플랜지 연결부 관련 검토

구 분	하부플랜지이음부설계응력(MPa)				모재 두께 (mm)	모재 길이 (mm)	하부이음판단면적검토(mm^2)			하부이음판 응력검토(MPa)		
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	구분			A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	66.01	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP2	131.09	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP3	121.21	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP4	54.06	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP5	125.76	161.25	161.25	압축	14	2,640	27,720.0	44,800.0	O.K	215.0	133.0	O.K
SP6	142.50	161.25	161.25	압축	14	2,640	27,720.0	44,800.0	O.K	215.0	133.0	O.K
SP7	87.71	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP8	82.19	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP9	122.76	161.25	161.25	압축	14	2,640	27,720.0	44,800.0	O.K	215.0	133.0	O.K
SP10	154.63	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP11	140.35	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP12	55.10	161.25	161.25	인장	14	2,640	27,720.0	34,800.0	O.K	215.0	171.3	O.K
SP13	146.77	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP14	152.08	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP15	50.26	161.25	161.25	인장	16	2,640	31,680.0	41,760.0	O.K	215.0	163.1	O.K
SP16	159.57	161.25	161.25	압축	18	2,640	35,640.0	44,800.0	O.K	215.0	171.0	O.K
SP17	164.31	161.25	164.31	압축	18	2,640	36,317.0	44,800.0	O.K	215.0	174.3	O.K
SP18	90.17	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP19	74.54	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP20	63.12	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K

구 분	BOLT 규격		BOLT수 결정				Q_s (mm^3)	Q_v (mm^3)	I_s (mm^4)	I_v (mm^4)	p (mm)
			n_{req}	n_{use}	판정	n					
SP1	M22	F13T	41	69	O.K	3	2.99E+07	4.86E+07	7.21E+10	1.46E+11	114.78
SP2	M22	F13T	41	46	O.K	2	2.99E+07	4.86E+07	7.21E+10	1.46E+11	114.78
SP3	M22	F13T	41	46	O.K	2	2.99E+07	4.86E+07	7.21E+10	1.46E+11	114.78
SP4	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	4.76E+07	7.80E+10	1.60E+11	132.00
SP5	M22	F13T	48	60	O.K	3	3.22E+07	3.88E+07	7.74E+10	1.02E+11	132.00
SP6	M22	F13T	48	60	O.K	3	3.06E+07	3.77E+07	7.25E+10	9.90E+10	132.00
SP7	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	3.45E+07	7.80E+10	1.03E+11	132.00
SP8	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	3.45E+07	7.80E+10	1.03E+11	132.00
SP9	M22	F13T	48	60	O.K	3	3.14E+07	3.88E+07	8.15E+10	1.11E+11	132.00
SP10	M22	F13T	55	80	O.K	4	4.13E+07	5.04E+07	1.20E+11	1.61E+11	132.00
SP11	M22	F13T	55	80	O.K	4	4.13E+07	5.04E+07	1.18E+11	1.59E+11	132.00
SP12	M22	F13T	48	60	O.K	3	3.22E+07	5.45E+07	8.22E+10	1.72E+11	132.00
SP13	M22	F13T	41	46	O.K	2	3.01E+07	4.86E+07	7.35E+10	1.47E+11	114.78
SP14	M22	F13T	41	46	O.K	2	3.01E+07	4.86E+07	7.35E+10	1.47E+11	114.78
SP15	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.54E+07	6.13E+07	8.62E+10	1.83E+11	132.00
SP16	M22	F13T	61	80	O.K	4	4.69E+07	5.65E+07	1.31E+11	1.71E+11	132.00
SP17	M22	F13T	62	80	O.K	4	4.69E+07	5.65E+07	1.33E+11	1.74E+11	132.00
SP18	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.54E+07	4.32E+07	8.64E+10	1.15E+11	132.00
SP19	M22	F13T	41	60	O.K	3	2.87E+07	4.76E+07	7.80E+10	1.60E+11	132.00
SP20	M22	F13T	41	46	O.K	2	2.99E+07	4.86E+07	7.21E+10	1.46E+11	114.78

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					A_n	모재 응력 검토(MPa)		
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정	(mm^2)	f_{sa}	f	판정
SP1	1.26E+05	7.40E+04	1.80E+04	7.62E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP2	1.26E+05	1.11E+05	1.45E+04	1.12E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP3	1.26E+05	1.11E+05	1.92E+04	1.13E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP4	1.26E+05	8.51E+04	1.98E+04	8.74E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP5	1.26E+05	9.93E+04	3.58E+04	1.06E+05	O.K	-	-	-	-
SP6	1.26E+05	9.93E+04	2.92E+04	1.04E+05	O.K	-	-	-	-
SP7	1.26E+05	8.51E+04	1.50E+04	8.65E+04	O.K	-	-	-	-
SP8	1.26E+05	8.51E+04	1.12E+04	8.59E+04	O.K	-	-	-	-
SP9	1.26E+05	9.93E+04	2.22E+04	1.02E+05	O.K	-	-	-	-
SP10	1.26E+05	8.51E+04	2.28E+04	8.81E+04	O.K	-	-	-	-
SP11	1.26E+05	8.51E+04	2.79E+04	8.96E+04	O.K	-	-	-	-
SP12	1.26E+05	9.93E+04	2.21E+04	1.02E+05	O.K	29,960.00	215.0	198.9	O.K
SP13	1.26E+05	1.11E+05	1.58E+04	1.12E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP14	1.26E+05	1.11E+05	1.49E+04	1.12E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP15	1.26E+05	8.51E+04	1.80E+04	8.70E+04	O.K	34,240.00	215.0	198.9	O.K
SP16	1.26E+05	9.58E+04	3.05E+04	1.01E+05	O.K	-	-	-	-
SP17	1.26E+05	9.76E+04	2.70E+04	1.01E+05	O.K	-	-	-	-
SP18	1.26E+05	8.51E+04	1.83E+04	8.71E+04	O.K	-	-	-	-
SP19	1.26E+05	8.51E+04	1.01E+04	8.57E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP20	1.26E+05	1.11E+05	1.93E+04	1.13E+05	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K

구 분	RIB 두께 (mm)	RIB 폭 (mm)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토(mm^2)			하부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP2	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP3	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP4	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP5	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP6	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP7	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP8	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP9	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP10	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP11	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP12	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP13	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP14	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP15	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP16	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP17	14.0	150.0	3	4	O.K	1,604.9	3120.0	O.K	215.0	110.6	O.K
SP18	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP19	14.0	150.0	3	4	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP20	12.0	150.0	3	4	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K

• WEB 연결부 관련 검토(좌측 WEB)

구 분	BOX 높이(mm)		WEB 두께 (mm)	h_o (mm)	WEB 이음부설계응력(MPa)					
	평균높이	계산높이			f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6
SP1	1,800	1,849	12	924	161.25	130.85	113.40	95.96	78.51	61.06
SP2	1,800	1,858	12	929	161.25	130.16	112.81	95.45	78.10	60.74
SP3	1,800	1,875	12	937	161.25	129.03	111.83	94.62	77.42	60.21
SP4	1,800	1,883	12	941	161.25	137.04	119.91	102.78	85.65	68.52
SP5	1,800	1,891	12	945	161.25	136.45	119.39	102.34	85.28	68.22
SP6	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP7	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP8	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP9	1,844	1,939	12	970	161.25	133.04	116.41	99.78	83.15	66.52
SP10	2,193	2,289	12	1,144	161.25	140.90	126.81	112.72	98.63	84.54
SP11	2,193	2,289	12	1,144	161.25	140.90	126.81	112.72	98.63	84.54
SP12	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP13	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP14	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP15	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP16	2,193	2,289	12	1,144	161.25	140.90	126.81	112.72	98.63	84.54
SP17	2,193	2,289	12	1,155	164.31	143.77	129.54	115.32	101.10	86.87
SP18	1,802	1,897	12	949	161.25	135.97	118.98	101.98	84.98	67.99
SP19	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05
SP20	1,800	1,896	12	948	161.25	136.10	119.09	102.07	85.06	68.05

구 분	BOLT 개수(ea)						접합선 직각 방향 BOLT 응력 검토(N/ea)						
	n_t	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	ρ_{sa}	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	판정
SP1	40	3	3	3	2	2	126,000	101,797	48,850	41,872	52,340	41,872	O.K
SP2	40	3	3	3	2	2	126,000	104,409	48,593	41,651	52,064	41,651	O.K
SP3	40	3	3	3	2	2	126,000	108,732	48,171	41,289	51,612	41,289	O.K
SP4	42	3	3	3	2	2	126,000	84,327	51,389	44,537	56,528	46,250	O.K
SP5	42	3	3	3	2	2	126,000	86,578	51,168	44,346	56,285	46,051	O.K
SP6	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP7	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP8	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP9	42	3	3	3	2	2	126,000	99,857	49,889	43,237	54,877	44,900	O.K
SP10	50	3	3	3	2	2	126,000	87,296	53,541	47,905	63,403	54,950	O.K
SP11	50	3	3	3	2	2	126,000	87,287	53,541	47,905	63,404	54,950	O.K
SP12	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP13	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP14	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP15	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP16	50	3	3	3	2	2	126,000	87,296	53,541	47,905	63,403	54,950	O.K
SP17	50	3	3	3	2	2	126,000	89,001	54,662	48,973	64,925	56,391	O.K
SP18	42	3	3	3	2	2	126,000	88,405	50,990	44,191	56,089	45,891	O.K
SP19	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K
SP20	42	3	3	3	2	2	126,000	87,924	51,037	44,232	56,140	45,933	O.K

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					WEB 강성(mm^4)		WEB 작용력(N·mm)	
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_s	ρ	판정	I_{sw}'	I_{vw}'	M_{sw}	M_{vw}
SP1	126,000.00	101,796.62	20,633.31	103,866.67	O.K	6.37E+09	1.54E+10	2.10E+08	3.08E+08
SP2	126,000.00	104,408.76	12,273.54	105,127.68	O.K	6.47E+09	1.56E+10	4.68E+08	6.33E+08
SP3	126,000.00	108,731.64	13,902.53	109,616.83	O.K	6.64E+09	1.58E+10	4.27E+08	6.21E+08
SP4	126,000.00	84,327.48	20,981.41	86,898.47	O.K	6.68E+09	1.50E+10	1.54E+08	3.31E+08
SP5	126,000.00	86,577.84	29,038.16	91,317.78	O.K	6.77E+09	7.32E+09	2.49E+08	3.40E+08
SP6	126,000.00	87,923.98	23,071.72	90,900.66	O.K	6.91E+09	7.18E+09	3.51E+08	3.74E+08
SP7	126,000.00	87,923.98	14,463.36	89,105.64	O.K	6.82E+09	7.68E+09	6.20E+07	1.97E+08
SP8	126,000.00	87,923.98	10,981.86	88,607.15	O.K	6.82E+09	7.68E+09	1.24E+07	2.46E+08
SP9	126,000.00	99,857.23	19,038.75	101,655.99	O.K	7.40E+09	7.72E+09	2.90E+08	3.76E+08
SP10	126,000.00	87,295.50	25,702.75	91,000.74	O.K	1.23E+10	1.23E+10	7.96E+08	6.51E+08
SP11	126,000.00	87,286.97	32,078.60	92,994.90	O.K	1.23E+10	1.23E+10	6.95E+08	5.87E+08
SP12	126,000.00	87,923.98	24,923.30	91,388.17	O.K	6.82E+09	1.45E+10	1.67E+08	3.32E+08
SP13	126,000.00	87,923.98	13,757.73	88,993.83	O.K	6.88E+09	1.61E+10	5.50E+08	7.40E+08
SP14	126,000.00	87,923.98	11,741.45	88,704.50	O.K	6.88E+09	1.61E+10	5.78E+08	7.54E+08
SP15	126,000.00	87,923.98	24,391.28	91,244.51	O.K	6.88E+09	1.39E+10	1.53E+08	3.02E+08
SP16	126,000.00	87,295.50	33,013.65	93,329.55	O.K	1.23E+10	1.23E+10	7.78E+08	6.21E+08
SP17	126,000.00	89,000.86	28,097.63	93,330.75	O.K	1.23E+10	1.23E+10	8.20E+08	6.67E+08
SP18	126,000.00	88,405.37	20,598.77	90,773.45	O.K	6.90E+09	7.21E+09	1.16E+08	2.92E+08
SP19	126,000.00	87,923.98	10,562.50	88,556.15	O.K	6.82E+09	1.52E+10	2.07E+08	4.76E+08
SP20	126,000.00	87,923.98	14,336.95	89,085.21	O.K	6.87E+09	1.62E+10	1.96E+08	3.50E+08

구 분	WEB 이음판 강성(mm^4)		합성전 이음판까지 거리(mm)		합성후 이음판까지 거리(mm)		이음판 상하연 응력검토(MPa)			
	I_{sw}	I_{vw}	y_{su}	y_{sl}	$y_{su,v}$	$y_{sl,v}$	f_{sa}	f_u	f_l	판정
SP1	7.98E+09	2.17E+10	874.61	949.39	282.59	1,541.41	2.15E+02	2.70E+01	4.68E+01	O.K
SP2	7.98E+09	2.17E+10	874.61	949.39	282.59	1,541.41	2.15E+02	5.95E+01	1.01E+02	O.K
SP3	7.98E+09	2.17E+10	874.61	949.39	282.59	1,541.41	2.15E+02	5.48E+01	9.48E+01	O.K
SP4	9.40E+09	2.25E+10	912.00	912.00	316.46	1,507.54	2.15E+02	1.96E+01	3.70E+01	O.K
SP5	9.41E+09	1.03E+10	946.72	879.28	768.89	1,057.11	2.15E+02	5.04E+01	5.82E+01	O.K
SP6	9.55E+09	9.98E+09	991.61	834.39	798.51	1,027.49	2.15E+02	6.64E+01	6.92E+01	O.K
SP7	9.40E+09	1.08E+10	912.00	912.00	728.20	1,095.81	2.15E+02	1.94E+01	2.61E+01	O.K
SP8	9.40E+09	1.08E+10	912.00	912.00	728.20	1,095.81	2.15E+02	1.79E+01	2.63E+01	O.K
SP9	9.56E+09	1.01E+10	1,014.51	855.49	812.98	1,057.02	2.15E+02	6.13E+01	6.56E+01	O.K
SP10	1.78E+10	1.77E+10	1,236.31	984.69	1,019.43	1,201.57	2.15E+02	9.27E+01	8.81E+01	O.K
SP11	1.78E+10	1.77E+10	1,235.99	985.01	1,020.67	1,200.33	2.15E+02	8.20E+01	7.81E+01	O.K
SP12	9.42E+09	2.15E+10	948.29	877.71	343.65	1,482.35	2.15E+02	2.21E+01	3.85E+01	O.K
SP13	9.51E+09	2.40E+10	869.14	954.86	284.65	1,539.35	2.15E+02	5.91E+01	1.03E+02	O.K
SP14	9.51E+09	2.40E+10	869.14	954.86	284.65	1,539.35	2.15E+02	6.18E+01	1.07E+02	O.K
SP15	9.50E+09	2.05E+10	981.88	846.12	369.91	1,458.09	2.15E+02	2.12E+01	3.51E+01	O.K
SP16	1.77E+10	1.77E+10	1,229.52	995.48	1,027.87	1,197.13	2.15E+02	9.00E+01	8.57E+01	O.K
SP17	1.77E+10	1.77E+10	1,229.76	995.25	1,026.69	1,198.31	2.15E+02	9.56E+01	9.12E+01	O.K
SP18	9.50E+09	1.00E+10	982.93	847.07	799.44	1,030.56	2.15E+02	3.53E+01	4.04E+01	O.K
SP19	9.40E+09	2.25E+10	912.00	912.00	316.46	1,507.54	2.15E+02	2.67E+01	5.19E+01	O.K
SP20	9.49E+09	2.40E+10	874.61	949.39	282.59	1,541.41	2.15E+02	2.22E+01	4.20E+01	O.K

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	$I(mm^4)$
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,120.0 × 10	22,400.0	-	-	-	2.34E+09	-
	합 계	33,600.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	2.41E+09	7.90E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,120.0 × 10	22,400.0	-	-	-	2.34E+09	-
	합 계	33,600.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	2.41E+09	7.90E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,120.0 × 10	22,400.0	-	-	-	2.34E+09	-
	합 계	33,600.0	700.0	7.84E+06	5.49E+09	2.41E+09	7.90E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.32E+07	-
	2 - 1,620.0 × 10	32,400.0	-	-	-	7.09E+09	-
	합 계	43,600.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.16E+09	1.73E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.32E+07	-
	2 - 1,620.0 × 10	32,400.0	-	-	-	7.09E+09	-
	합 계	43,600.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.16E+09	1.73E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)	I(mm^4)
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.32E+07	-
	2 - 1,620.0 × 10	32,400.0	-	-	-	7.09E+09	-
	합 계	43,600.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.16E+09	1.73E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.32E+07	-
	2 - 1,620.0 × 10	32,400.0	-	-	-	7.09E+09	-
	합 계	43,600.0	950.0	1.06E+07	1.01E+10	7.16E+09	1.73E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,220.0 × 10	24,400.0	-	-	-	3.03E+09	-
	합 계	35,600.0	750.0	8.40E+06	6.30E+09	3.10E+09	9.40E+09

• WEB 연결부 관련 검토(우측 WEB)

구 분	BOX 높이(mm)		WEB 두께 (mm)	h_o (mm)	WEB 이음부설계응력(MPa)					
	평균높이	계산높이			f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6
SP1	1,800	1,752	12	876	161.25	129.17	110.75	92.34	73.93	55.51
SP2	1,800	1,742	12	871	161.25	128.08	109.56	91.05	72.53	54.01
SP3	1,800	1,725	12	863	161.25	126.24	107.55	88.86	70.17	51.48
SP4	1,800	1,717	12	859	161.25	134.70	115.92	97.15	78.37	59.59
SP5	1,800	1,709	12	855	161.25	133.81	114.94	96.08	77.21	58.34
SP6	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP7	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP8	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP9	1,844	1,748	12	874	161.25	129.95	111.50	93.05	74.60	56.15
SP10	2,193	2,098	12	1,049	161.25	139.04	123.66	108.29	92.91	77.54
SP11	2,193	2,098	12	1,049	161.25	139.04	123.67	108.29	92.91	77.54
SP12	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP13	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP14	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP15	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP16	2,193	2,098	12	1,049	161.25	139.04	123.66	108.29	92.91	77.54
SP17	2,193	2,098	12	1,059	164.31	141.89	126.37	110.85	95.33	79.81
SP18	1,802	1,706	12	853	161.25	133.14	114.23	95.33	76.43	57.52
SP19	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58
SP20	1,800	1,704	12	852	161.25	133.27	114.35	95.43	76.51	57.58

구 분	BOLT 개수(ea)						접합선 직각 방향 BOLT 응력 검토(N/ea)						
	n_t	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	ρ_{sa}	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	판정
SP1	38	3	3	3	2	2	126,000	101,210	47,984	40,619	49,880	38,833	O.K
SP2	38	3	3	3	2	2	126,000	103,663	47,528	40,122	49,073	37,963	O.K
SP3	38	3	3	3	2	2	126,000	107,688	46,759	39,283	47,710	36,495	O.K
SP4	38	3	3	3	2	2	126,000	83,668	50,126	42,614	52,653	41,386	O.K
SP5	38	3	3	3	2	2	126,000	85,811	49,751	42,204	51,985	40,663	O.K
SP6	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP7	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP8	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP9	38	3	3	3	2	2	126,000	98,809	48,289	40,909	50,293	39,222	O.K
SP10	46	3	3	3	2	2	126,000	86,759	52,541	46,391	60,361	51,135	O.K
SP11	46	3	3	3	2	2	126,000	86,750	52,541	46,391	60,361	51,136	O.K
SP12	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP13	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP14	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP15	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP16	46	3	3	3	2	2	126,000	86,759	52,541	46,391	60,361	51,135	O.K
SP17	46	3	3	3	2	2	126,000	88,459	53,653	47,444	61,854	52,541	O.K
SP18	38	3	3	3	2	2	126,000	87,562	49,474	41,913	51,527	40,185	O.K
SP19	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K
SP20	38	3	3	3	2	2	126,000	87,089	49,525	41,956	51,580	40,227	O.K

구 분	BOLT 합성 응력 검토(N/ea)					WEB 강성(mm^4)		WEB 작용력(N·mm)	
	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_s	ρ	판정	I_{sw}'	I_{vw}'	M_{sw}	M_{vw}
SP1	126,000.00	101,209.88	21,719.27	103,514.09	O.K	5.42E+09	1.40E+10	1.79E+08	2.79E+08
SP2	126,000.00	103,663.18	12,919.51	104,465.15	O.K	5.33E+09	1.39E+10	3.86E+08	5.64E+08
SP3	126,000.00	107,688.28	14,634.24	108,678.09	O.K	5.19E+09	1.37E+10	3.33E+08	5.35E+08
SP4	126,000.00	83,668.11	23,189.98	86,822.39	O.K	5.07E+09	1.27E+10	1.17E+08	2.79E+08
SP5	126,000.00	85,811.30	32,094.81	91,616.90	O.K	5.00E+09	5.50E+09	1.84E+08	2.55E+08
SP6	126,000.00	87,088.83	25,500.32	90,745.41	O.K	5.04E+09	5.28E+09	2.56E+08	2.75E+08
SP7	126,000.00	87,088.83	15,985.82	88,543.83	O.K	4.95E+09	5.73E+09	4.51E+07	1.47E+08
SP8	126,000.00	87,088.83	12,137.84	87,930.60	O.K	4.95E+09	5.73E+09	9.04E+06	1.84E+08
SP9	126,000.00	98,808.99	21,042.83	101,024.83	O.K	5.43E+09	5.72E+09	2.13E+08	2.79E+08
SP10	126,000.00	86,758.93	27,937.77	91,146.20	O.K	9.54E+09	9.51E+09	6.16E+08	5.03E+08
SP11	126,000.00	86,750.49	34,868.04	93,495.61	O.K	9.54E+09	9.50E+09	5.38E+08	4.54E+08
SP12	126,000.00	87,088.83	27,546.80	91,341.61	O.K	4.96E+09	1.19E+10	1.21E+08	2.72E+08
SP13	126,000.00	87,088.83	15,205.91	88,406.35	O.K	5.01E+09	1.33E+10	4.00E+08	6.12E+08
SP14	126,000.00	87,088.83	12,977.39	88,050.42	O.K	5.01E+09	1.33E+10	4.21E+08	6.23E+08
SP15	126,000.00	87,088.83	26,958.79	91,166.00	O.K	5.01E+09	1.13E+10	1.11E+08	2.46E+08
SP16	126,000.00	86,758.93	35,884.40	93,887.18	O.K	9.49E+09	9.48E+09	6.01E+08	4.80E+08
SP17	126,000.00	88,459.28	30,540.90	93,583.07	O.K	9.49E+09	9.49E+09	6.34E+08	5.16E+08
SP18	126,000.00	87,561.93	22,767.06	90,473.37	O.K	5.02E+09	5.31E+09	8.44E+07	2.15E+08
SP19	126,000.00	87,088.83	11,674.35	87,867.82	O.K	4.95E+09	1.25E+10	1.50E+08	3.91E+08
SP20	126,000.00	87,088.83	15,846.11	88,518.71	O.K	5.00E+09	1.34E+10	1.43E+08	2.89E+08

구 분	WEB 이음판 강성(mm^4)		합성전 이음판까지 거리(mm)		합성후 이음판까지 거리(mm)		이음판 상하연 응력검토(MPa)			
	I_{sw}	I_{vw}	y_{su}	y_{sl}	$y_{su,v}$	$y_{sl,v}$	f_{sa}	f_u	f_l	판정
SP1	6.65E+09	1.96E+10	874.61	949.39	282.59	1,541.41	2.15E+02	2.76E+01	4.76E+01	O.K
SP2	6.65E+09	1.96E+10	874.61	949.39	282.59	1,541.41	2.15E+02	5.89E+01	9.95E+01	O.K
SP3	6.65E+09	1.96E+10	874.61	949.39	282.59	1,541.41	2.15E+02	5.15E+01	8.97E+01	O.K
SP4	6.58E+09	1.82E+10	912.00	912.00	316.46	1,507.54	2.15E+02	2.10E+01	3.93E+01	O.K
SP5	6.59E+09	7.35E+09	946.72	879.28	768.89	1,057.11	2.15E+02	5.31E+01	6.12E+01	O.K
SP6	6.71E+09	7.09E+09	991.61	834.39	798.51	1,027.49	2.15E+02	6.88E+01	7.17E+01	O.K
SP7	6.58E+09	7.79E+09	912.00	912.00	728.20	1,095.81	2.15E+02	2.00E+01	2.70E+01	O.K
SP8	6.58E+09	7.79E+09	912.00	912.00	728.20	1,095.81	2.15E+02	1.84E+01	2.71E+01	O.K
SP9	6.71E+09	7.15E+09	1,014.51	855.49	812.98	1,057.02	2.15E+02	6.39E+01	6.84E+01	O.K
SP10	1.34E+10	1.34E+10	1,236.31	984.69	1,019.43	1,201.57	2.15E+02	9.51E+01	9.04E+01	O.K
SP11	1.34E+10	1.34E+10	1,235.99	985.01	1,020.67	1,200.33	2.15E+02	8.41E+01	8.02E+01	O.K
SP12	6.59E+09	1.73E+10	948.29	877.71	343.65	1,482.35	2.15E+02	2.28E+01	3.94E+01	O.K
SP13	6.67E+09	1.95E+10	869.14	954.86	284.65	1,539.35	2.15E+02	6.11E+01	1.06E+02	O.K
SP14	6.67E+09	1.95E+10	869.14	954.86	284.65	1,539.35	2.15E+02	6.40E+01	1.10E+02	O.K
SP15	6.67E+09	1.64E+10	981.88	846.12	369.91	1,458.09	2.15E+02	2.19E+01	3.59E+01	O.K
SP16	1.33E+10	1.33E+10	1,229.52	995.48	1,027.87	1,197.13	2.15E+02	9.24E+01	8.79E+01	O.K
SP17	1.33E+10	1.33E+10	1,229.76	995.25	1,026.69	1,198.31	2.15E+02	9.81E+01	9.36E+01	O.K
SP18	6.67E+09	7.11E+09	982.93	847.07	799.44	1,030.56	2.15E+02	3.66E+01	4.19E+01	O.K
SP19	6.58E+09	1.82E+10	912.00	912.00	316.46	1,507.54	2.15E+02	2.76E+01	5.32E+01	O.K
SP20	6.65E+09	1.96E+10	874.61	949.39	282.59	1,541.41	2.15E+02	2.29E+01	4.31E+01	O.K

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$	$I(mm^4)$
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,420.0 × 10	28,400.0	-	-	-	4.77E+09	-
	합 계	39,600.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	4.85E+09	1.29E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,420.0 × 10	28,400.0	-	-	-	4.77E+09	-
	합 계	39,600.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	4.85E+09	1.29E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)	I(mm^4)
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,420.0 × 10	28,400.0	-	-	-	4.77E+09	-
	합 계	39,600.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	4.85E+09	1.29E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,420.0 × 10	28,400.0	-	-	-	4.77E+09	-
	합 계	39,600.0	850.0	9.52E+06	8.09E+09	4.85E+09	1.29E+10
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09
SP1	4 - 280.0 × 10	11,200.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	7.32E+07	-
	2 - 1,020.0 × 10	20,400.0	-	-	-	1.77E+09	-
	합 계	31,600.0	650.0	7.28E+06	4.73E+09	1.84E+09	6.57E+09

5.2 용접부의 검토

주요부재의 응력을 전단하는 필릿용접의 치수는 최소치수 이상, 용접부의 얇은 쪽 모재 두께 미만으로 한다.

(☞ 도.설 2010, 3.5.2.4)

$t_1 > S \geq 6mm \ (t_2 \leq 20mm)$

$t_1 > S \geq 8mm \ (t_2 > 20mm)$

t_1 : 얇은 쪽의 모재의 두께(㎜)

t_2 : 두꺼운 쪽의 모재의 두께(㎜)

S : 치수(㎜)

1) 플랜지와 복부판의 용접부 검토

(1) 필릿용접 치수 검토

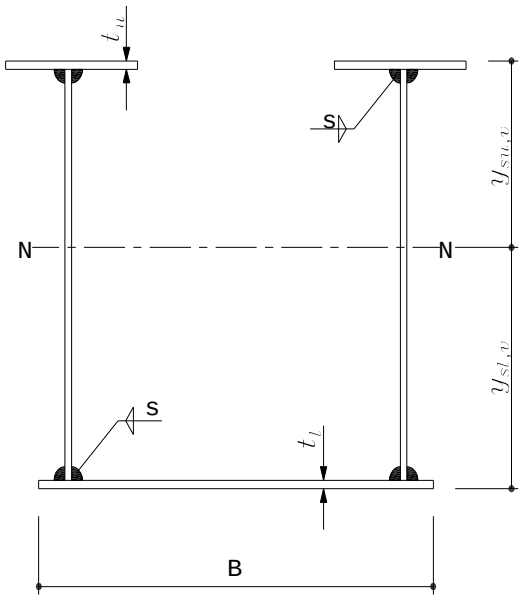
t_u : 상부 플랜지 두께 t_l : 하부 플랜지 두께 t_w : 복부판 두께 (단위 : ㎜)

구 분	모재의 사용두께			상부 플랜지와 복부판				하부 플랜지와 복부판				비 고
	t_u	t_l	t_w	S_{min}	S_{max}	S_{use}	판정	S_{min}	S_{max}	S_{use}	판정	
단면 - 1	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 2	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 3	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 4	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 5	12.0	14.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 6	12.0	14.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 7	12.0	14.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 8	12.0	16.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 9	12.0	16.0	14.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	14.0	6.0	O.K	
단면 - 10	12.0	14.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 11	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 12	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 13	12.0	12.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 14	12.0	16.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 15	12.0	16.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 16	14.0	18.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 17	14.0	18.0	14.0	6.0	14.0	6.0	O.K	6.0	14.0	6.0	O.K	

(2) 용접부의 응력 검토

용접부에 작용하는 전단응력 (용접강도로교 표준시방서 P26)

$$\upsilon = (V \cdot Q) / (I_v \cdot \sum a) \quad < \quad \upsilon_a$$



여기서,

υ : 전단 응력 (MPa)

υ_a : 허용전단 응력 (MPa) (☞ 도.설.해 3.3.2.1)

V : 총 작용 전단력 (N)

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한 단면1차모멘트(mm^3)

$Q = A(mm^2) \cdot y(mm)$

$(y = y_{su,v(l)} - t_{u(l)}/2)$

I_v : 총단면의 중립축에 관한 단면2차모멘트(mm^4)

$\sum a$: 필릿 용접의 목두께의 합(mm)

$\sum a = 4EA \times s / \sqrt{(2)}$

s : 필릿 용접 치수 (mm)

▪ 응력 검토 결과

① 상부 플랜지와 복부판

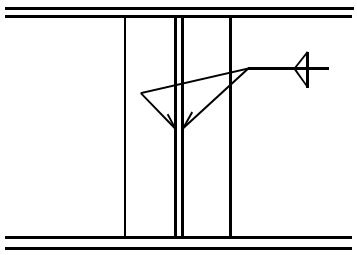
구 분	V_{max} kN	t_u mm	B mm	A mm^2	$y_{su,v}$ mm	Q mm^3	I_v mm^4	s mm	Σa mm	υ MPa	$υ_a$ MPa	비고
단면-1	1,747.5	12	2,640.0	31,680.0	40	1.08E+06	1.48E+11	6	17	0.8	125.0	O.K
단면-2	1,422.2	12	2,640.0	31,680.0	292	9.06E+06	1.45E+11	6	17	5.3	125.0	O.K
단면-3	1,222.4	12	800.0	9,600.0	300	2.82E+06	1.44E+11	6	17	1.4	125.0	O.K
단면-4	1,733.8	12	2,640.0	31,680.0	326	1.01E+07	1.59E+11	6	17	6.5	125.0	O.K
단면-5	2,116.4	12	2,640.0	31,680.0	772	2.43E+07	1.04E+11	6	17	29.1	125.0	O.K
단면-6	2,362.1	12	2,640.0	31,680.0	808	2.54E+07	9.39E+10	6	17	37.6	125.0	O.K
단면-7	1,443.7	12	2,640.0	31,680.0	828	2.60E+07	1.13E+11	6	17	19.6	125.0	O.K
단면-8	2,490.0	12	2,640.0	31,680.0	1,001	3.15E+07	1.53E+11	6	17	30.1	125.0	O.K
단면-9	2,986.6	12	2,640.0	31,680.0	1,184	3.73E+07	2.07E+11	6	17	31.8	125.0	O.K
단면-10	1,847.5	12	2,640.0	31,680.0	800	2.51E+07	1.15E+11	6	17	23.9	125.0	O.K
단면-11	1,253.3	12	2,640.0	31,680.0	302	9.38E+06	1.45E+11	6	17	4.8	125.0	O.K
단면-12	1,401.0	12	800.0	9,600.0	303	2.85E+06	1.46E+11	6	17	1.6	125.0	O.K
단면-13	860.7	12	2,640.0	31,680.0	294	9.12E+06	1.46E+11	6	17	3.2	125.0	O.K
단면-14	1,544.6	12	2,640.0	31,680.0	380	1.19E+07	1.82E+11	6	17	5.9	125.0	O.K
단면-15	1,964.2	12	2,640.0	31,680.0	864	2.72E+07	1.17E+11	6	17	26.9	125.0	O.K
단면-16	2,628.7	14	2,640.0	36,960.0	1,009	3.70E+07	1.63E+11	6	17	35.3	125.0	O.K
단면-17	3,131.5	14	2,640.0	36,960.0	1,190	4.37E+07	2.22E+11	6	17	36.4	125.0	O.K

② 하부 플랜지와 복부판

구 분	V_{max} kN	t_l mm	B mm	A mm^2	$y_{sl,v}$ mm	Q mm^3	I_v mm^4	s mm	Σa mm	υ MPa	$υ_a$ MPa	비고
단면-1	1,747.5	12	2,640.0	31,680.0	1,584	5.00E+07	1.48E+11	6	17	34.8	125.0	O.K
단면-2	1,422.2	12	2,640.0	31,680.0	1,532	4.83E+07	1.45E+11	6	17	28.0	125.0	O.K
단면-3	1,222.4	12	2,640.0	31,680.0	1,524	4.81E+07	1.44E+11	6	17	24.0	125.0	O.K
단면-4	1,733.8	12	2,640.0	31,680.0	1,498	4.73E+07	1.59E+11	6	17	30.4	125.0	O.K
단면-5	2,116.4	14	2,640.0	36,960.0	1,054	3.87E+07	1.04E+11	6	17	46.3	125.0	O.K
단면-6	2,362.1	14	2,640.0	36,960.0	1,018	3.74E+07	9.39E+10	6	17	55.4	125.0	O.K
단면-7	1,443.7	14	2,640.0	36,960.0	1,061	3.90E+07	1.13E+11	6	17	29.4	125.0	O.K
단면-8	2,490.0	16	2,640.0	42,240.0	1,169	4.91E+07	1.53E+11	6	17	46.9	125.0	O.K
단면-9	2,986.6	16	2,640.0	42,240.0	1,344	5.64E+07	2.07E+11	6	17	48.0	125.0	O.K
단면-10	1,847.5	14	2,640.0	36,960.0	1,089	4.00E+07	1.15E+11	6	17	38.0	125.0	O.K
단면-11	1,253.3	12	2,640.0	31,680.0	1,522	4.80E+07	1.45E+11	6	17	24.4	125.0	O.K
단면-12	1,401.0	12	2,640.0	31,680.0	1,521	4.80E+07	1.46E+11	6	17	27.2	125.0	O.K
단면-13	860.7	12	2,640.0	31,680.0	1,530	4.83E+07	1.46E+11	6	17	16.8	125.0	O.K
단면-14	1,544.6	16	2,640.0	42,240.0	1,448	6.08E+07	1.82E+11	6	17	30.5	125.0	O.K
단면-15	1,964.2	16	2,640.0	42,240.0	1,027	4.30E+07	1.17E+11	6	17	42.6	125.0	O.K
단면-16	2,628.7	18	2,640.0	47,520.0	1,165	5.50E+07	1.63E+11	6	17	52.4	125.0	O.K
단면-17	3,131.5	18	2,640.0	47,520.0	1,342	6.34E+07	2.22E+11	6	17	52.7	125.0	O.K

2) 지점부 보강재 용접부 검토

(1) 교 대 부



R_{max} = 1,957.960 kN

필릿용접 치수 s = 6.0 mm

사용 보강재 4 PL - 240 × 20 × 1,600

용접 목 두께 a = s / √2 = 4.24 mm

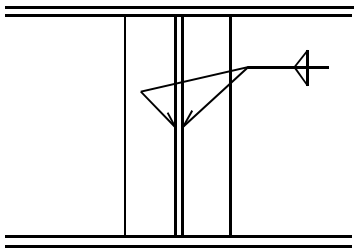
전단 응력

$\upsilon = P/(\Sigma a \cdot l)$

= 1,958.0 / 8 ea × 4.24 × 1,600

= **36.054** MPa ≤ υ_a = 125 MPa ····· **O.K !!**

(2) 교 각 부



R_{max} = 6,178.490 kN

필릿용접 치수 s = 8.0 mm

사용 보강재 4 PL - 240 × 24 × 2,500

용접 목 두께 a = s / √2 = 5.66 mm

전단 응력

$\upsilon = P/(\Sigma a \cdot l)$

= 6,178.5 / 8 ea × 5.66 × 2,500

= **54.611** MPa ≤ υ_a = 125 MPa ····· **O.K !!**

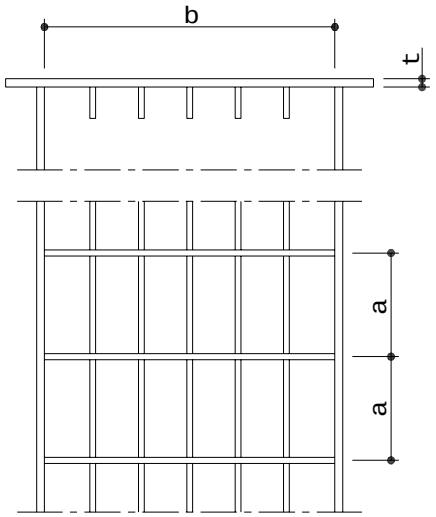
6. 보강재의 설계

6.1 보강재의 설계

6.1.1 플랜지 보강재

(1) 종방향 리브의 설계 (SM520 사용) (☞ 도.설.해 3.4.2.4)

[단 면 - 1] : 절점 39 로 부터 이격거리 1.932 m



종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수	:	n =	6				
횡방향 보강재의 간격	:	a =	1,250	mm			
플랜지의 고정연 사이의 거리	:	b =	2,400	mm			
플랜지의 두께	:	t =	12	mm			
사용 리브의 폭	:	b_{vr} =	150	mm			
리브의 최소두께	:	$b_{vr}/16$ = 150 / 16 =	9.38	mm	≤ t_{vr} = 12 mm 사용 ····· O.K !!		
리브1개의 사용단면적	:	$A_{l(use)} = b_{vr} \times t_{vr}$ = 12.0 × 150.0			=	1,800.0	mm^2
리브1개의 단면2차모멘트	:	$I_{l(use)} = t_{vr} \cdot b_{vr}^3/3$ = 12 × 150³ / 3			=	1.350E+07	mm^4
종방향 리브1개의 강비	:	$r_l = (I_l/b \cdot t^3)/10.92$ = 13,500,000/(2,400×12³ /10.92)			=	35.547	
보강판의 형상비	:	$\alpha = a / b$ = 1,250 / 2,400			=	0.521	
한계 형상비	:	$\alpha_o = \sqrt[4]{1+n r_l}$ = ⁴√(1+6×35.547)			=	3.826	
종방향 리브1개의 단면적비	:	$\delta_l = A_l / b \cdot t$ = 1,800 / (2,400 × 12)			=	0.063	
응력 구배 계수	:	$i = 0.65(\phi/n)^2 + 0.13(\phi/n) + 1.0$			(☞ 도.설.해 3.4.2.3)		
		= 0.65·(0.0/6)² + 0.13·(0.0/6) + 1.0			=	1.000	
		∵ $\phi = (f_1 - f_2) / f_1 \fallingdotseq 0$					
		여기서, f_1, f_2 : 각각 보강된 판의 양연응력으로서 $f_1 \geq f_2$ 이며					
		압축응력을 정(+)으로 한다.					
보강되는 판의 두께	:	$t_o = b / 23 i \cdot n$ = 2,400 / (23×1.000×6)			=	17.391	

▪ 종방향 보강재의 소요강비 (☞ 도.설.해 3.4.2.4)

$\alpha \le \alpha_o$이며 $t < t_o$이므로

$r^*_l = 4\alpha^2 n(1+n\delta l) - (\alpha^2+1)^2 / n$

$= 8.682$

$I_{l(req)} = b \cdot t^3 \cdot r^*_l / 10.92 = 3.297E+06\ mm^4 \le I_{l(use)} = 1.350E+07\ mm^4$ ····· O.K !!

$A_{l(req)} = b \cdot t / 10 \cdot n = 480.0\ mm^2 \le A_{l(use)} = 1,800.0\ mm^4$ ····· O.K !!

▪ 종방향 보강재의 압축응력 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b_{vr} / 10.5 = 14.3 \ge t_{vr} = 12.0$

$\Rightarrow f_{ca} = 215.0\ MPa \ge f_c = 75.9\ MPa$ ····· O.K !!

$b_{vr} / 16.0 = 9.4 < t_{vr} = 12.0 \le b_{vr} / 10.5 = 14.3$

$\Rightarrow f_{ca} = 24,000\ (t_{vr}/b_{vr})^2 = 153.6\ MPa \ge f_c = 75.9\ MPa$ ····· O.K !!

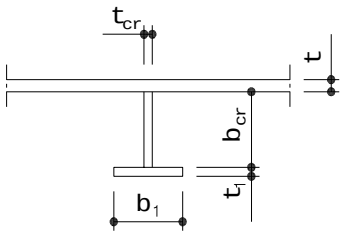
(2) 횡방향 리브의 설계 (SM400 사용)

횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} =$ 300 mm

횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} =$ 12 mm

횡방향 리브 보강재 폭 : $b_1 =$ 100 mm

횡방향 리브 보강재 두께 : $t_1 =$ 12 mm



리브의 필요단면2차 모멘트

$I_{t(req)} = b \cdot t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n \cdot r^*_l)/4\alpha^3\} = 3.568E+07\ mm^4$

사용 리브의 단면2차 모멘트

$I_{t(use)} = t_{cr} \cdot b_{cr}^3/3 + b_1 \cdot t_1^3/12 + A_1 \cdot y^2$

$= 12 \times 300^3 / 3 + 100 \times 12^3 / 12 + 1,200 \times 306^2 = 2.204E+08\ mm^4 \ge I_{t(req)}$ ····· O.K !!

6.1.2 WEB 보강재

(1) 수직 보강재의 설계 (SM400 사용)

수평 보강재 사용 단수 : n = 1

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 75.9 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 46.6 MPa

사용 수직 보강재의 폭 : b_{vs} = 150.0 mm b_{vs2} = 0.0 mm

사용 수직 보강재의 두께 : t_{vs} = 12.0 mm t_{vs2} = 0.0 mm

사용 수직 보강재의 간격 : a = 1,250.0 mm

상·하 양 플랜지의 순간격 : b = 1,600.0 mm

복부판의 두께 : t = 12.0 mm

▪ 수직 보강재 간격 검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.1)

a / b = 1,250.0 / 1,600.0 = 0.781 ≤ 1.500 ····· O.K !!

- 수평 보강재 1단을 사용할 경우

a / b > 0.80 $[b/100\cdot t]^4[\{f/950\}^2+\{\upsilon/(127+61(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 0.80 $[b/100\cdot t]^4[\{f/950\}^2+\{\upsilon/(95+81(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 0.80 이므로 ⇒ 0.153 ≤ 1 ····· O.K !!

▪ 수직 보강재의 강도검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

- 필요 강도

$I_{(req)} = b\cdot t^3\cdot r / 10.92$ = 1,600.0 × 12.0³ × 13.107 / 10.92 = 3.319E+06 mm^4

- 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2$ = 8.0 × (1,600.0 / 1,250.0)² = 13.107

- 사용 강도

$I_{(use)}$ = ⅓ × 12.0 × 150.0³ + 0.0 × 0.0³ / 12 + 0.0 × 150.0² = 1.350E+07 mm^4

$I_{(use)}$ = 1.350E+07 mm^4 ≥ $I_{(req)}$ = 3.319E+06 mm^4 ····· O.K !!

▪ 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

$b_{vs(req)}$ = 1,600.0 / 30 + 50mm = 103.333 mm ≤ $b_{vs(use)}$ = 150.000 mm ····· O.K !!

$t_{vs(req)}$ = 150.0 / 13 = 11.538 mm ≤ $t_{vs(use)}$ = 12.000 mm ····· O.K !!

(2) 수평보강재의 설계 (SM520 사용) (☞ 도.설.해 3.8.6.2)

사용 수직 보강재의 간격 : a = 1,250.0 mm

상·하 양 플랜지의 순간격 : b = 1,600.0 mm

복부판의 두께 : t = 12.0 mm

사용 수평 보강재의 폭 : b_{hs} = 150.0 mm

사용 수평 보강재의 두께 : t_{hs} = 12.0 mm ≥ $t_{m\ in}$ = b / 16 = 9.375 mm ····· O.K !!

▪ 수평 보강재의 강도검토

- 필요 강도

$I_{(req)} = b \cdot t^3 \cdot r / 10.92$ = 1,600.0 × 12.0³ × 23.438 / 10.92 = 5.934E+06 mm⁴

- 수평 보강재의 소요강비

$r = 30.0[a/b]$ = 30.0 × (1,250.0 / 1,600.0) = 23.438

- 사용 강도

$I_{(use)}$ = ⅓ × 12.0 × 150.0³ × 1ea = 1.350E+07 mm⁴

$I_{(use)}$ = 1.350E+07 mm⁴ ≥ $I_{(req)}$ = 5.934E+06 mm⁴ ····· O.K !!

▪ 수평보강재의 설치위치 (☞ 도.설.해 3.8.6.1)

수평보강재 1단을 사용할 경우에는 0.2b 부근에 배치한다.

압축측 플랜지로 부터 0.2b = 0.2 × 1,600 = 320.0mm

종방향 리브의 설계

[G - 1]

구분	n	a	b	t	b_{vr}	최소두께(t_{vr})			단 면 적(A_l)			i	t_o	절점
						필요	사용	판정	필요	사용	판정			
단면-1	6	700	2,400	12	150	9	12	O.K	480	1,800	O.K	1.000	17.391	37

구분	r_l	α	α_o	δ_l	r^*_l	강 성(I_l)			응 력(f)			절점
						필 요	사 용	판정	작용	허용	판정	
단면-1	35.547	0.292	3.826	0.063	2.611	9.92E+05	1.35E+07	O.K	51.3	153.6	O.K	37

[G - 2]

구분	n	a	b	t	b_{vr}	최소두께(t_{vr})			단 면 적(A_l)			i	t_o	절점
						필요	사용	판정	필요	사용	판정			
단면-1	6	1,250	2,400	12	150	9	12	O.K	480	1,800	O.K	1.000	17.391	39
단면-2	6	1,250	2,400	12	150	9	12	O.K	480	1,800	O.K	1.000	17.391	41
단면-4	6	1,250	2,400	12	150	9	14	O.K	480	2,100	O.K	1.000	17.391	71
단면-5	6	1,250	2,400	14	150	9	14	O.K	560	2,100	O.K	1.000	17.391	45
단면-6	6	1,250	2,400	14	150	9	14	O.K	560	2,100	O.K	1.000	17.391	46
단면-7	6	1,250	2,400	14	150	9	14	O.K	560	2,100	O.K	1.000	17.391	52
단면-8	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	53
단면-9	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	54
단면-10	6	1,250	2,400	14	150	9	14	O.K	560	2,100	O.K	1.000	17.391	56
단면-13	6	1,250	2,400	12	150	9	14	O.K	480	2,100	O.K	1.000	17.391	61
단면-14	6	1,250	2,400	12	150	9	14	O.K	480	2,100	O.K	1.000	17.391	63
단면-15	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	68
단면-16	6	1,250	2,400	18	150	9	14	O.K	720	2,100	O.K	1.000	17.391	67
단면-17	6	1,250	2,400	18	150	9	14	O.K	720	2,100	O.K	1.000	17.391	66

구분	r_l	α	α_o	δ_l	r^*_l	강 성(I_l)			응 력(f)			절점
						필 요	사 용	판정	작용	허용	판정	
단면-1	35.547	0.521	3.826	0.063	8.682	3.30E+06	1.35E+07	O.K	66.5	153.6	O.K	39
단면-2	35.547	0.521	3.826	0.063	8.682	3.30E+06	1.35E+07	O.K	123.3	153.6	O.K	41
단면-4	41.471	0.521	3.976	0.073	9.089	3.45E+06	1.58E+07	O.K	78.6	209.1	O.K	71
단면-5	26.116	0.521	3.544	0.063	8.682	5.24E+06	1.58E+07	O.K	113.9	209.1	O.K	45
단면-6	26.116	0.521	3.544	0.063	8.682	5.24E+06	1.58E+07	O.K	172.7	209.1	O.K	46
단면-7	26.116	0.521	3.544	0.063	8.682	5.24E+06	1.58E+07	O.K	134.9	209.1	O.K	52
단면-8	17.496	0.521	3.208	0.055	8.377	7.54E+06	1.58E+07	O.K	138.7	209.1	O.K	53
단면-9	17.496	0.521	3.208	0.055	8.377	7.54E+06	1.58E+07	O.K	153.9	209.1	O.K	54
단면-10	26.116	0.521	3.544	0.063	8.682	5.24E+06	1.58E+07	O.K	62.4	209.1	O.K	56
단면-13	41.471	0.521	3.976	0.073	9.089	3.45E+06	1.58E+07	O.K	110.1	209.1	O.K	61
단면-14	41.471	0.521	3.976	0.073	9.089	3.45E+06	1.58E+07	O.K	62.4	209.1	O.K	63
단면-15	17.496	0.521	3.208	0.055	8.377	7.54E+06	1.58E+07	O.K	111.2	209.1	O.K	68
단면-16	12.288	0.521	2.940	0.049	7.581	9.72E+06	1.58E+07	O.K	149.6	209.1	O.K	67
단면-17	12.288	0.521	2.940	0.049	7.581	9.72E+06	1.58E+07	O.K	185.4	209.1	O.K	66

횡방향 리브의 설계

[G - 1]

구분	n	b	t	α	r^*_l	b_{cr}	t_{cr}	b_1	t_1	강 성(I_t)			절점
										필 요	사 용	판 정	
단면-1	6	2,400	12	0.292	2.611	300	12	100	12	6.38E+07	2.20E+08	O.K	37

[G - 2]

구분	n	b	t	α	r^*_l	b_{cr}	t_{cr}	b_1	t_1	강 성(I_t)			절점
										필 요	사 용	판 정	
단면-1	6	2,400	12	0.521	8.682	300	12	100	12	3.57E+07	2.20E+08	O.K	39
단면-2	6	2,400	12	0.521	8.682	300	12	100	12	3.57E+07	2.20E+08	O.K	41
단면-4	6	2,400	12	0.521	9.089	300	12	100	12	3.73E+07	2.20E+08	O.K	71
단면-5	6	2,400	14	0.521	8.682	300	12	100	12	5.67E+07	2.20E+08	O.K	45
단면-6	6	2,400	14	0.521	8.682	300	12	100	12	5.67E+07	2.20E+08	O.K	46
단면-7	6	2,400	14	0.521	8.682	350	12	200	16	5.67E+07	5.82E+08	O.K	52
단면-8	6	2,400	16	0.521	8.377	350	12	200	16	8.17E+07	5.82E+08	O.K	53
단면-9	6	2,400	16	0.521	8.377	350	12	200	16	8.17E+07	5.82E+08	O.K	54
단면-10	6	2,400	14	0.521	8.682	300	12	100	12	5.67E+07	2.20E+08	O.K	56
단면-13	6	2,400	12	0.521	9.089	300	12	100	12	3.73E+07	2.20E+08	O.K	61
단면-14	6	2,400	12	0.521	9.089	300	12	100	12	3.73E+07	2.20E+08	O.K	63
단면-15	6	2,400	16	0.521	8.377	300	12	100	12	8.17E+07	2.20E+08	O.K	68
단면-16	6	2,400	18	0.521	7.581	300	12	100	12	1.05E+08	2.20E+08	O.K	67
단면-17	6	2,400	18	0.521	7.581	350	12	200	16	1.05E+08	5.82E+08	O.K	66

수직보강재의 설계

[G - 1]

구분	n	f	u	a	b	t	최소폭검토(b_{vs})			최소두께검토(t_{vs})			b_{vs2}	t_{vs2}	절점
							필요	사용	판정	필요	사용	판정			
단면-1	1	51.3	43.0	700	1,600	12	103.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	37

구분	간격비 검토(a/b)			간격 검토			r	강 성(I)			절점
	필요	사용	판정	필요	사용	판정		필 요	사 용	판 정	
단면-1	1.500	0.437	O.K	1.000	0.031	O.K	41.798	1.058E+07	1.350E+07	O.K	37

[G - 2]

구분	n	f	u	a	b	t	최소폭검토(b_{vs})			최소두께검토(t_{vs})			b_{vs2}	t_{vs2}	절점
							필요	사용	판정	필요	사용	판정			
단면-1	1	66.5	46.1	1,250	1,690	12	106.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	39
단면-2	1	123.3	21.3	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	41
단면-3	1	121.1	12.3	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	41
단면-4	1	78.6	19.2	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	71
단면-5	1	113.9	55.4	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	45
단면-6	1	172.7	49.7	1,250	1,800	12	110.0	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	46
단면-7	1	134.9	40.3	1,250	1,912	12	113.7	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	52
단면-8	1	138.7	49.0	1,250	2,247	12	124.9	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	53
단면-9	1	153.9	41.7	1,250	2,500	14	133.3	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	54
단면-10	1	62.4	53.8	1,250	1,828	12	110.9	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	56
단면-11	1	112.3	30.4	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	58
단면-12	1	120.9	13.4	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	60
단면-13	1	110.1	21.3	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	61
단면-14	1	62.4	45.9	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	63
단면-15	1	111.2	44.9	1,250	1,828	12	110.9	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	68
단면-16	1	149.6	50.8	1,250	2,052	12	118.4	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	67
단면-17	1	185.4	52.1	1,250	2,500	14	133.3	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	66

구분	간격비 검토(a/b)			간격 검토			r	강 성(I)			절점
	필요	사용	판정	필요	사용	판정		필 요	사 용	판 정	
단면-1	1.500	0.740	O.K	1.000	0.161	O.K	14.623	3.911E+06	1.350E+07	O.K	39
단면-2	1.500	0.694	O.K	1.000	0.118	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	41
단면-3	1.500	0.694	O.K	1.000	0.093	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	41
단면-4	1.500	0.694	O.K	1.000	0.062	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	71
단면-5	1.500	0.694	O.K	1.000	0.297	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	45
단면-6	1.500	0.694	O.K	1.000	0.348	O.K	16.589	4.725E+06	4.267E+07	O.K	46
단면-7	1.500	0.654	O.K	1.000	0.259	O.K	18.712	5.661E+06	4.267E+07	O.K	52
단면-8	1.500	0.556	O.K	1.000	0.494	O.K	25.862	9.198E+06	4.267E+07	O.K	53
단면-9	1.500	0.500	O.K	1.000	0.368	O.K	31.999	2.010E+07	4.267E+07	O.K	54
단면-10	1.500	0.684	O.K	1.000	0.240	O.K	17.107	4.948E+06	1.350E+07	O.K	56
단면-11	1.500	0.694	O.K	1.000	0.139	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	58
단면-12	1.500	0.694	O.K	1.000	0.095	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	60
단면-13	1.500	0.694	O.K	1.000	0.101	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	61
단면-14	1.500	0.694	O.K	1.000	0.176	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	63
단면-15	1.500	0.684	O.K	1.000	0.225	O.K	17.107	4.948E+06	4.267E+07	O.K	68
단면-16	1.500	0.609	O.K	1.000	0.437	O.K	21.548	6.995E+06	4.267E+07	O.K	67
단면-17	1.500	0.500	O.K	1.000	0.544	O.K	31.999	2.010E+07	4.267E+07	O.K	66

수평보강재의 설계

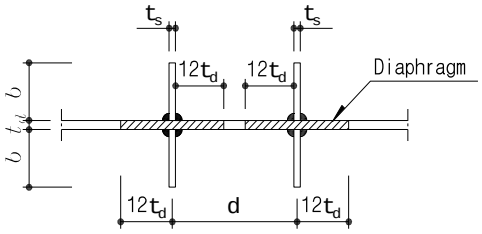
[G - 1]

구분	a	b	t	n	b_{hs}	최소두께검토(t_{hs})			r	강 성(I)			절점
						필요	사용	판정		필 요	사 용	판정	
단면-1	700	1,600	12	1	150	9.4	12	O.K	13.125	3.323E+06	1.350E+07	O.K	37

[G - 2]

구분	a	b	t	n	b_{hs}	최소두께검토(t_{hs})			r	강 성(I)			절점
						필요	사용	판정		필 요	사 용	판정	
단면-1	1,250	1,600	12	1	150	9.4	12	O.K	23.438	5.934E+06	1.350E+07	O.K	39
단면-2	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	41
단면-3	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	41
단면-4	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	71
단면-5	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	45
단면-6	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	46
단면-7	1,250	1,863	12	1	150	9.4	12	O.K	20.131	5.934E+06	1.350E+07	O.K	52
단면-8	1,250	2,142	12	1	150	9.4	12	O.K	17.503	5.934E+06	1.350E+07	O.K	53
단면-9	1,250	2,500	14	1	150	9.4	12	O.K	15.000	9.423E+06	1.350E+07	O.K	54
단면-10	1,250	1,863	12	1	150	9.4	12	O.K	20.131	5.934E+06	1.350E+07	O.K	56
단면-11	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	58
단면-12	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	60
단면-13	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	61
단면-14	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	63
단면-15	1,250	1,863	12	1	150	9.4	12	O.K	20.131	5.934E+06	1.350E+07	O.K	68
단면-16	1,250	2,142	12	1	150	9.4	12	O.K	17.503	5.934E+06	1.350E+07	O.K	67
단면-17	1,250	2,500	14	1	150	9.4	12	O.K	15.000	9.423E+06	1.350E+07	O.K	66

6.2 지점부 보강재 (교각부)



사용 강종 : (SM520B 사용)

최대 지점반력 : R_{max} = 3,739.0 kN (절점 76 사용)

▪ 지점부 보강재 제원 (단위 : mm)

폭 (b)	길이 (l)	두 께 (t_s)			Diaphragm 두께 (t_d)	설치 간격 (d)	사용 열수 (n)	각도 (α)	계산 각도 (Θ)	단면 유효폭 (B_e)
		필 요	사용	판정						
240.0	1,800.0	b / 16 = 15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	2ea	90.0 °	0.0 °	824.0

(☞ 도.설 3.4.2.2, 3.8.7.2)

보강재 단면적 : A_s = 240.0 × 20 × 4 = 19,200.0 mm^2

유효 단면적 : A_e = 19,200.0 + 824.0 × 26.0 = 40,624.0 mm^2 > $1.7 \cdot A_s$ = 32,640.0 mm^2

∴ A_e = 32,640.0 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차 모멘트

$I = B_e \cdot t_d^3/12 + [t_s \cdot b/12 \times \{(b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2\} + t_s \cdot b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_d/2)^2] \times 2 \cdot n$

= 824.0×26.0³ / 12 + [20.0×240.0/12×{ (240.0×COS 0.0)² +(20.0×SIN 0.0)² }

+ 20.0×240.0×(240.0/2×COS 0.0+26.0/2)²]×2×2.0 = 4.330E+08 mm^4

단면2차 반경

$r = \sqrt{(I / A_e)}$ = √(432,995,685.3 / 32,640.0) = 115.177 mm

유효 좌굴 길이

$l_e = l / 2$ = 1,800.0 / 2 = 900.0 mm

허용 축방향 압축응력

l_e / r = 7.814 ≤ 15.1 (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒f_{cag} = 215.0 MPa : 국부좌굴 미 고려시

15.1 ≥ l_e / r = 7.814 ≤ 75.5

⇒f_{cag} = 215.0 - 1.6 (l_e / r - 15.1) = 226.3 MPa : 국부좌굴 미 고려시

75.5 ≥ l_e / r = 7.814

⇒f_{cag} = 1.20E+06 / { 4,400.0 + (l_e / r)²} = 268.994 : 국부좌굴 미 고려시

b / 10.5 = 22.9 ≥ t_s = 20.0 (☞ 도.설 3.4.2.2)

⇒f_{cal} = 215.0 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

b / 16.0 = 15.0 < t_s = 20.0 ≤ b / 10.5 = 22.9

⇒f_{cal} = 24,000 $(t_s/b)^2$ = 166.7 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

⇒f_{cao} = 215.0 MPa : 허용축방향 압축응력의 상한값

∴ $f_{ca} = f_{cag} \cdot f_{cal} / f_{cao}$ = 215.0 × 166.7 / 215.0 = 166.7 MPa (허용 축방향 압축응력)

$f_c = R_{max} / A_e$ = 3,739.0 / 32,640.0 = 114.6 MPa ≤ f_{ca} ····· O.K !!

[G - 1] (SM520B 사용)

지점	b (mm)	l (mm)	t_s (mm)			t_d (mm)	d (m)	n (ea)	α	Θ	B_e (mm)
			필요	사용	판정						
P6	240.0	1,600.0	15.0	20.0	O.K	16.0	200.0	2	90.6 °	0.6 °	584.0
P7	240.0	1,800.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
P8	240.0	2,500.0	15.0	24.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
P9	240.0	2,500.0	15.0	24.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
A2	240.0	1,600.0	15.0	20.0	O.K	16.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	584.0

지점	A_s (mm^2)	A_e(mm^2)			I (mm^4)	r (mm)	l_e (mm)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{cao} (MPa)
		계산값	상한값	적용값						
P6	19,200.0	28,544.0	32,640.0	28,544.0	4.069E+08	119.4	800.0	215.0	166.7	215.0
P7	19,200.0	40,624.0	32,640.0	32,640.0	4.330E+08	115.2	900.0	215.0	166.7	215.0
P8	23,040.0	44,464.0	39,168.0	39,168.0	5.194E+08	115.2	1,250.0	215.0	215.0	215.0
P9	23,040.0	44,464.0	39,168.0	39,168.0	5.194E+08	115.2	1,250.0	215.0	215.0	215.0
A2	19,200.0	28,544.0	32,640.0	28,544.0	4.069E+08	119.4	800.0	215.0	166.7	215.0

지점	절점	R_{max} (kN)	허용 축방향 압축응력(MPa)		
			작용	허용	판정
P6	1	1,958.0	68.6	166.7	O.K
P7	9	3,739.0	114.6	166.7	O.K
P8	17	4,672.2	119.3	215.0	O.K
P9	29	5,043.7	128.8	215.0	O.K
A2	37	1,582.5	55.4	166.7	O.K

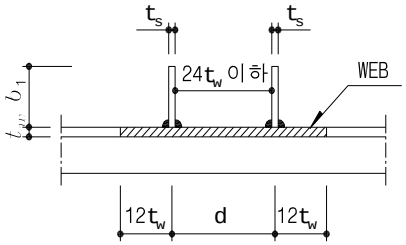
[G - 2] (SM520B 사용)

지점	b (mm)	l (mm)	t_s (mm)			t_d (mm)	d (m)	n (ea)	α	Θ	B_e (mm)
			필요	사용	판정						
P6	240.0	1,600.0	15.0	20.0	O.K	16.0	200.0	2	90.6 °	0.6 °	584.0
P7	240.0	1,800.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
P8	240.0	2,500.0	15.0	24.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
P9	240.0	2,500.0	15.0	24.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
A2	240.0	1,600.0	15.0	20.0	O.K	16.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	584.0

지점	A_s (mm^2)	A_e(mm^2)			I (mm^4)	r (mm)	l_e (mm)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{cao} (MPa)
		계산값	상한값	적용값						
P6	19,200.0	28,544.0	32,640.0	28,544.0	4.069E+08	119.4	800.0	215.0	166.7	215.0
P7	19,200.0	40,624.0	32,640.0	32,640.0	4.330E+08	115.2	900.0	215.0	166.7	215.0
P8	23,040.0	44,464.0	39,168.0	39,168.0	5.194E+08	115.2	1,250.0	215.0	215.0	215.0
P9	23,040.0	44,464.0	39,168.0	39,168.0	5.194E+08	115.2	1,250.0	215.0	215.0	215.0
A2	19,200.0	28,544.0	32,640.0	28,544.0	4.069E+08	119.4	800.0	215.0	166.7	215.0

지점	절점	R_{max} (kN)	허용 축방향 압축응력(MPa)		
			작용	허용	판정
P6	38	1,708.4	59.9	166.7	O.K
P7	46	4,289.5	131.4	166.7	O.K
P8	54	5,711.5	145.8	215.0	O.K
P9	66	6,178.5	157.7	215.0	O.K
A2	74	1,486.0	52.1	166.7	O.K

6.3 JACK UP용 보강재 (교각부)



사용 강종 : (SM520B 사용) (절점 76 사용)

최대 지점반력 : R_d = 2,307.9 kN R_l = 1,419.6 kN

▪ JACK UP용 보강재 제원 (단위 : mm)

폭		길이 (l)	두 께 (t_s)					WEB 두께 (t_w)	설치 간격 (d)	사용 열수 (n)	단면 유효폭 (B_e)
b_1	b_2		필 요		t_{s1}	t_{s2}	판정				
150.0	0.0	1,100.0	b_1 / 16 = 9.4	b_2 / 16 = 0.0	20	0	O.K	12	200.0	2ea	488.0

(☞ 도.설 3.4.2.2, 3.8.7.2)

교좌받침 1개소당 Jack UP 장치 설치 개소 : J_n = 4 개소

※ 교좌받침 교체를 위한 보강부재의 설계시 설계반력은 평상시 지점반력을 할증할 값($R_d + 1.5R_l$)으로 검토한다. : 차량통행 시에도 교체가 가능하도록 배려한 것임 (☞ 강.상.세 3.4.3)

작 용 하 중 : $P = (2,307.9 + 1.5\times1,419.6)/4 = 1,109.3$ kN

보강재 단면적 : $A_s = 150.0\times20\times2 + 0.0\times0.0\times2.0 = 6,000.0$ mm^2

유효 단면적 : $A_e = 6,000.0 + 488.0 \times 12.0 = 11,856.0$ mm^2 > $1.7\cdot A_s = 10,200.0$ mm^2

$\therefore$ $A_e = 10,200.0$ mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

중립축의 위치

$Y_o = \sum(A\cdot y) / \sum A_e$

$= [\ 2.0\times\{\ 0.0\times0.0 + 3,000.0\times87.0\ \} + 5,856.0\times6.0\ ] / 10,200.0 = 54.621$ mm

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차 모멘트

$I = 488.0\times12.0^3 / 12 + 5,856.0\times48.621^2 + (\ 0.0\times0.0^3 / 12 + 0.0\times54.621^2$

$= + 20.0\times150.0^3 / 12 + 3,000.0\times32.379^2\ ) \times 2.0 = 3.145E+07$ mm^4

단면2차 반경

$r = \sqrt{(I / A_e)} = \sqrt{(31,454,295.4 / 10,200.0)} = 55.532$ mm

유효 좌굴 길이

$l_e = l / 2 = 1,100.0 / 2 = 550.0$ mm

허용 축방향 압축응력(25% 할증 적용)

$l_e / r = 9.904 \le 15.1$ (☞ 도.설 3.3.2.1)

$\Rightarrow f_{cag} = 268.8$ MPa : 국부좌굴 미 고려시

$15.1 \ge l_e / r = 9.904 \le 75.5$ (☞ 도.설 3.3.2.1)

$\Rightarrow f_{cag} = 215.0 - 1.6\ (\ l_e / r - 15.1\ ) = 278.8$ MPa : 국부좌굴 미 고려시

$75.5 \ge l_e / r = 9.904$

$\Rightarrow f_{cag} = 1.20E+06 / \{\ 4,400.0 + (\ l_e / r\ )^2\} = 333.475$: 국부좌굴 미 고려시

$b / 10.5 = 14.3 \le t_s = 20.0$

$\Rightarrow f_{cal} = 268.8$ MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

$b / 16.0 = 9.4 < t_s = 20.0 > b / 10.5 = 14.3$

$\Rightarrow f_{cal} = 24,000\ (t_s/b)^2 = 533.3$ MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

$\Rightarrow f_{cao} = 268.8$ MPa : 허용축방향 압축응력의 상한값

$\therefore$ $f_{ca} = f_{cag}\cdot f_{cal} / f_{cao} = 268.8 \times 268.8 / 268.8 = 268.8$ MPa (허용 축방향 압축응력)

$f_c = R_{max} / A_e = 1,109.3 / 10,200.0 = 108.8$ MPa $\le f_{ca}$ ····· O.K !!

[G - 1] (SM520B 사용)

지점	폭(mm)		l (mm)	t_s (mm)					t_w (mm)	d (m)	n (ea)	J_n (ea)	B_e (mm)
	b_1	b_2		필요		t_{s1}	t_{s2}	판정					
P6	150.0	0.0	900.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0
P7	150.0	0.0	1,100.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	4	488.0
P8	150.0	0.0	1,250.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	14	200.0	2	4	536.0
P9	150.0	0.0	1,250.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	14	200.0	2	4	536.0
A2	150.0	0.0	900.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0

지점	A_s (mm^2)	A_e(mm^2)			Y_o (mm)	I (mm^4)	r (mm)	l_e (mm)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{cao} (MPa)
		계산값	상한값	적용값							
P6	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	450.0	268.8	268.8	268.8
P7	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	550.0	268.8	268.8	268.8
P8	6,000.0	13,504	10,200	10,200	57.5	3.646E+07	59.8	625.0	268.8	268.8	268.8
P9	6,000.0	13,504	10,200	10,200	57.5	3.646E+07	59.8	625.0	268.8	268.8	268.8
A2	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	450.0	268.8	268.8	268.8

지점	절점	R_d (kN)	R_l (kN)	P (kN)	허용 축방향 압축응력(MPa)		
					작용	허용	판정
P6	1	1,152.2	784.8	1,164.7	114.2	268.8	O.K
P7	9	2,307.9	1,419.6	1,109.3	108.8	268.8	O.K
P8	17	2,940.4	1,710.8	1,376.7	135.0	268.8	O.K
P9	29	3,274.5	1,731.9	1,468.1	143.9	268.8	O.K
A2	37	793.6	771.8	975.6	95.7	268.8	O.K

[G - 2] (SM520B 사용)

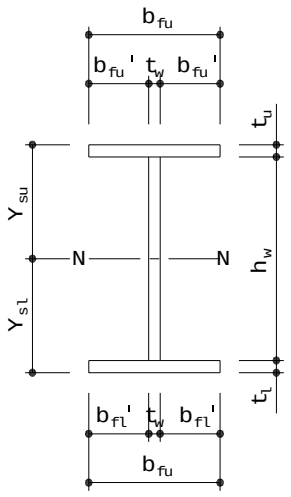
지점	폭(mm)		l (mm)	t_s (mm)					t_w (mm)	d (m)	n (ea)	J_n (ea)	B_e (mm)
	b_1	b_2		필요		t_{s1}	t_{s2}	판정					
P6	150.0	0.0	900.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0
P7	150.0	0.0	1,100.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	4	488.0
P8	150.0	0.0	1,250.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	14	200.0	2	4	536.0
P9	150.0	0.0	1,250.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	14	200.0	2	4	536.0
A2	150.0	0.0	900.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0

지점	A_s (mm^2)	A_e(mm^2)			Y_o (mm)	I (mm^4)	r (mm)	l_e (mm)	f_{cag} (MPa)	f_{cal} (MPa)	f_{cao} (MPa)
		계산값	상한값	적용값							
P6	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	450.0	268.8	268.8	268.8
P7	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	550.0	268.8	268.8	268.8
P8	6,000.0	13,504	10,200	10,200	57.5	3.646E+07	59.8	625.0	268.8	268.8	268.8
P9	6,000.0	13,504	10,200	10,200	57.5	3.646E+07	59.8	625.0	268.8	268.8	268.8
A2	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	450.0	268.8	268.8	268.8

지점	절점	R_d (kN)	R_l (kN)	P (kN)	허용 축방향 압축응력(MPa)		
					작용	허용	판정
P6	38	984.1	705.0	1,020.8	100.1	268.8	O.K
P7	46	2,793.0	1,412.8	1,228.1	120.4	268.8	O.K
P8	54	3,849.5	1,766.4	1,624.8	159.3	268.8	O.K
P9	66	4,296.7	1,806.2	1,751.5	171.7	268.8	O.K
A2	74	777.2	688.1	904.7	88.7	268.8	O.K

7.1 가로보의 설계

[1CR01]



▪ 단 면 제 원 (단위:mm)

사용강재	b_{fu}	b_{fu}'	b_{fl}	b_{fl}'	h_w	t_{fu}	t_w	t_{fl}
SM400B	300.0	144.0	300.0	144.0	1,000.0	12.0	12.0	12.0

가로보간격(전) : B_f = 0.0 mm 가로보지간 : L = 2,200.1 mm

가로보간격(후) : B_r = 4,423.2 mm

▪ 부재 검토 (☞ 도.설.해 3.8.4.1) (단위:mm)

복부판 두께 검토			상판 두께 검토			하판 두께 검토		
필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
h_w / 150 = 6.7	12	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12	O.K

▪ 하중 관련

강 재 (kN/m^3)	강재 할증	차륜하중(kN)			탱크하중		트레일러		
		P_r(kN/m)	P_f(kN/m)	L_1(mm)	P_{tk}(kN/m)	L_2(mm)	P_1(kN/m)	P_2(kN/m)	P_3(kN/m)
78.50	1.4275	96.00	24.00	4,200.0	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000

▪ 도심 산정

구 분	규 격	A_s(mm^2)	Y(mm)	$A_s \cdot Y$(mm^3)	$A_s \cdot Y^2$(mm^4)	I_{xo}(mm^4)
UPPER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	506.0	1.822E+06	9.217E+08	4.320E+04
WEB	1 - 1,000.0 × 12.0	12,000.0	-	-	-	1.000E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-506.0	-1.822E+06	9.217E+08	4.320E+04
합 계		19,200.0	-	0.000E+00	1.843E+09	1.000E+09

$I_x' = \sum A_s \cdot Y^2 + \sum I_{xo}$ = 1,843,459,200.0 + 1,000,086,400.0 = 2.844E+09 mm^4

$\delta_y = \sum A_s \cdot Y / \sum A_s$ = 0.0 / 19,200.0 = 0.000 mm

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 2,843,545,600.0 - 19,200.0 × 0.0^2 = 2.844E+09 mm^4

$y_{su} = h_w / 2 + t_{fu} - \delta_y$ = 1,000.0/2+12.00-0.0 = 512.000 mm

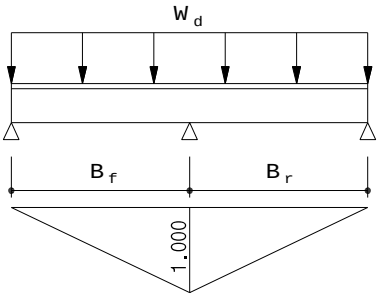
$y_{sl} = h_w / 2 + t_{fl} + \delta_y$ = 1,000.0/2+12.00-0.0 = 512.000 mm

1) 관 용 해 석

(1) 작용 하중 산정

① 고 정 하 중

슬 래 브	:	W_c =	0.240 × 25.000	=	6.000	kN/m
포 장	:	W_a =	0.050 × 23.500	=	1.175	kN/m
			∑	=	7.175	kN/m
강재 자중	:	W_s =	0.019 × 78.500	=	1.507	kN/m
강재 할증	:	W_{ds} =	1.507 × 1.4275	=	2.151	kN/m
영향선 면적	:	(0.000 + 4.423)×1.00/2		=	2.212	m^2
고 정 하 중	:	W_d =	7.175×2.212			
			+ 2.151×1.000	=	18.020	kN/m

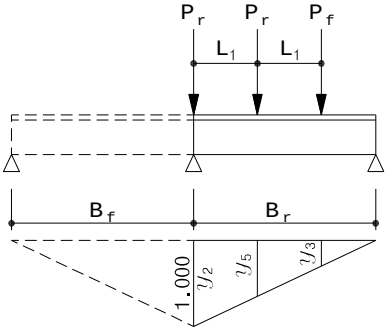


② 활 하 중

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시

활하중 작용 거리 및 영향선 종거

x_1 =	0.0	mm	⇒	y_1 =	0.000	
x_4 =	0.0	mm	⇒	y_4 =	0.000	
x_2 =	0.0	mm	⇒	y_2 =	1.000	
x_5 =	0.0	mm	⇒	y_5 =	0.000	
x_3 =	223.2	mm	⇒	y_3 =	0.050	
				∑y =	1.050	



∴ P_{sl} = 24.000×0.050 + 96.000×(1.000+0.000)

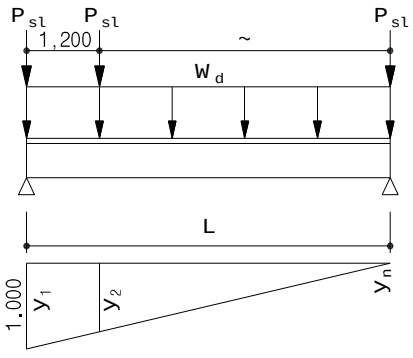
= 97.211 kN

충격 계수

i = 15 / (40 + 4.423) = 0.338 > 0.300 ∴ i = 0.300

(2) 전단력 산정

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시



- 최대 재하가능한 윤하중 수 n = 2
- 가로보 지간장 : A = 2.200 × 1.000 / 2 = 1.100 m^2
- 고정하중에 의한 전단력

$V_d = W_d \times A$ = 18.020 × 1.100 = 19.823 kN

- 가로보 끝단에서 윤하중까지의 거리 및 종거

x_1 =	0.0	mm	⇒	y_1 =	1.000	
x_2 =	1,200.0	mm	⇒	y_2 =	0.455	
x_3 =	-	mm	⇒	y_3 =	-	
x_4 =	-	mm	⇒	y_4 =	-	
x_5 =	-	mm	⇒	y_5 =	-	
				∑y =	1.455	

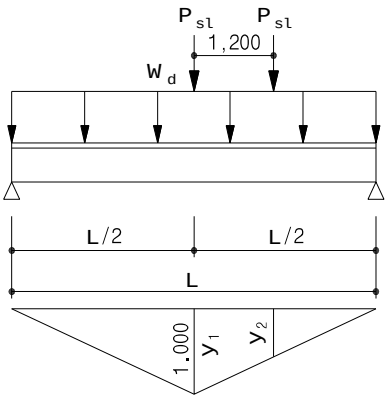
- 활하중에 의한 전단력(충격계수 포함)

$V_{Li} = P_{sl} \times (1+i) \times \sum y$ = 97.211 × (1 + 0.300) × 1.455 = 183.821 kN

∴ $V_t = V_d + V_{Li}$ = 19.823 + 183.821 = 203.644 kN

(3) 모멘트 산정

⇒ 차륜하중 (DB-24) 재하시



▪ 최대 재하가능한 윤하중 수 n = 1

▪ 영향선 면적 : A = 2.200 × 1.000 / 2 = 1.100 m^2

▪ 고정하중에 의한 모멘트

$M_d = W_d \times A \times L/4$

= 18.020 × 1.100 × 2.200 / 4 = 10.903 kN·m

▪ 가로보 중앙에서 윤하중까지의 거리 및 종거

x_1 =	0.0 mm	⇒	y_1 =	1.000
x_2 =	- mm	⇒	y_2 =	-
x_3 =	- mm	⇒	y_3 =	-
			$\sum y$ =	1.000

▪ 활하중에 의한 모멘트(충격계수 포함)

$M_{Li} = P_{sl} \times (1+i) \times \sum y \times L/4$ = 97.211×(1+0.300)×1.000×2.200/4 = 69.510 kN·m

∴ $M_t = M_d + M_{Li}$ = 10.903 + 69.510 = 80.413 kN·m

2) 격 자 해 석

[3D Frame 해석결과]

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	합 계
		강재자중	슬래브 자중				
모 멘 트	kN·m	-54.069	-49.743	-77.237	-305.430	-3.437	-489.916
전 단 력	kN	-55.373	-41.924	5.049	-298.661	-3.023	-393.932

Frame 해석결과 : V_{max} = 393.932 kN , M_{max} = 489.916 kN·m (OutPut 참조)- 부재번호 73

3) 결 과 비 교

관용해석에서 나온 부재력과 Frame 해석에서 나온 부재력 중 불리한 값을 설계에 적용함.

계산적용부재력 : V_{max} = 393.932 kN , M_{max} = 489.916 kN·m

4) 단 면 검 토

▪ 자유돌출판의 압축부 국부좌굴에 대한 허용응력 (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

- 상부 플랜지

b_{fu}' / 12.9 = 11.2 mm ≤ t_{fu} = 12.0 mm

⇒① f_{ca} = 140.0 MPa

b_{fu}' / 16.0 = 9.0 mm ≤ t_{fu} = 12.0 mm ≥ b_{fu}' / 12.9 = 11.2 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_{fu}/b_{fu}')^2$ = 166.7 MPa

- 하부 플랜지

b_{fl}' / 12.9 = 11.2 mm ≤ t_{fl} = 12.0 mm

⇒① f_{ca} = 140.0 MPa

b_{fl}' / 16.0 = 9.0 mm ≤ t_{fl} = 12.0 mm ≥ b_{fl}' / 12.9 = 11.2 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_{fl}/b_{fl}')^2$ = 166.7 MPa

▪ 허용 휨 압축응력 (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.4)

- 상부 플랜지

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	12,000.0	mm^2	A_w/A_c = 3.333 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	3,600.0	mm^2	
L : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,200.1	mm	
b_{fu} : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	300.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.160		

9.3/K = 4.3 < L / b_{fu} = 2,200.1 / 300.0 = 7.3

⇒② f_{ca} = 140.0 MPa

9.3/K = 4.3 < L / b_{fu} = 2,200.1 / 300.0 = 7.3 ≤ 30.0

⇒② f_{ca} = 140.0 − 1.24 (K·L/b_{fu} − 9.3) = 140.0−1.24×(2.160×2,200.1/300.0−9.3) = 131.9 MPa

- 하부 플랜지

A_w : 복부판의 총단면적 (mm^2)	⇒	12,000.0	mm^2	A_w/A_c = 3.333 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	3,600.0	mm^2	
L : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,200.1	mm	
b_{fl} : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	300.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.160		

9.3/K = 4.3 < L / b_{fl} = 2,200.1 / 300.0 = 7.3

⇒② f_{ca} = 140.0 MPa

9.3/K = 4.3 < L / b_{fl} = 2,200.1 / 300.0 = 7.3 ≤ 30.0

⇒② f_{ca} = 140.0 − 1.24 (K·L/b_{fl} − 9.3) = 140.0−1.24×(2.160×2,200.1/300.0−9.3) = 131.9 MPa

∴ ②에 허용응력 값이 ①에 허용응력 값보다 작은 경우에는 허용 휨 압축응력에 대한 허용응력을 사용한다

f_{ca} = 131.9 MPa , f_{ta} = 140.0 MPa (상부 플랜지) (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.1)

υ_a = 80.0 MPa (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.5)

∴ ②에 허용응력 값이 ①에 허용응력 값보다 작은 경우에는 허용 휨 압축응력에 대한 허용응력을 사용한다

f_{ca} = 131.9 MPa , f_{ta} = 140.0 MPa (하부 플랜지) (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.1)

υ_a = 80.0 MPa (☞ 도.설 해 3.3.2.1 표3.3.5)

▪ 응 력 검 토

$\upsilon = V_u / A_w$ = 393,932.2 / (1,000.0 × 12.0)

υ = 32.828 MPa ≤ υ_a = 80.0 MPa ····· O.K !!

$f_u = M_u \cdot y_{su} / I_{33}$ = 489,915,527.0 × 512.0 / 2,843,545,600.0

f_u = 88.213 MPa ≤ f_{ca} = 131.9 MPa (상부 플랜지 압축인 경우) ····· O.K !!

f_u = 88.213 MPa ≤ f_{ta} = 140.0 MPa (상부 플랜지 인장인 경우) ····· O.K !!

$f_l = M_u \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 489,915,527.0 × 512.0 / 2,843,545,600.0

f_l = 88.213 MPa ≤ f_{ta} = 140.0 MPa (하부 플랜지 인장인 경우) ····· O.K !!

f_l = 88.213 MPa ≤ f_{ca} = 131.9 MPa (하부 플랜지 압축인 경우) ····· O.K !!

▪ 합성응력 검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 \le 1.2$$ ····· O.K !!

[상부 플랜지 인장, 하부 플랜지 압축]

$$\left(\frac{88.213}{131.887}\right)^2 + \left(\frac{32.828}{80.000}\right)^2 = 0.447 + 0.168 = 0.616 \le 1.2$$ ····· O.K !!

[상부 플랜지 압축, 하부 플랜지 인장]

$$\left(\frac{88.213}{131.887}\right)^2 + \left(\frac{32.828}{80.000}\right)^2 = 0.447 + 0.168 = 0.616 \le 1.2$$ ····· O.K !!

[수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치] (☞ 도.설 해 3.8.5.1 표3.8.5)

71 t_w = 852.0 mm < h_w = 1,000.0 mm **수직보강재 필요**

5) 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

수평 보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 88.213 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 32.828 MPa

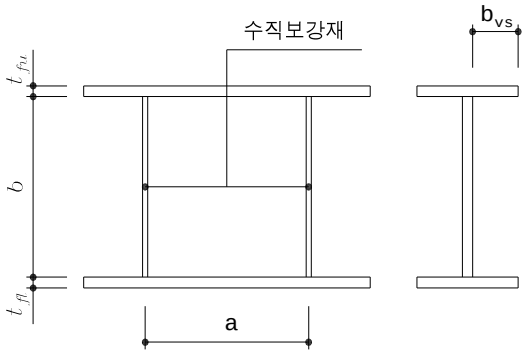
사용 수직 보강재의 폭 : b_{vs} = 120.0 mm

사용 수직 보강재의 두께 : t_{vs} = 10.0 mm

사용 수직 보강재의 간격 : a = 680.0 mm

상·하 양 플랜지의 순간격 : b = 1,000.0 mm

복부판의 두께 : t = 12.0 mm



- 수직보강재 간격 검토

a / b = 680.0 / 1,000.0 = 0.680 ≤ 1.500 ····· O.K !!

- 수평 보강재를 사용하지 않을 경우

a / b > 1.00 $[b/100\cdot t]^4[\{f/365\}^2+\{\upsilon/(81+61(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 $[b/100\cdot t]^4[\{f/365\}^2+\{\upsilon/(61+81(b/a)^2)\}^2]$ ≤ 1

a / b ≤ 1.00 이므로 ⇒ 0.037 ≤ 1 ····· O.K !!

- 수직 보강재의 강도검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

· 필요 강도

$I_{(req)} = b\cdot t^3\cdot r / 10.92$ = 1,000.0 × 12.0³ × 17.301 / 10.92 = 2.738E+06 mm^4

· 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2$ = 8.0 × (1,000.0 / 680.0)² = 17.301

· 사용 강도

$I_{(use)}$ = ⅓ × 10.0 × 120.0³ × 2ea = 1.152E+07 mm^4

$I_{(use)}$ = 1.152E+07 mm^4 ≥ $I_{(req)}$ = 2.738E+06 mm^4 ····· O.K !!

- 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 (☞ 도.설.해 3.8.5.2)

$b_{vs(req)}$ = 1,000.0 / 30 + 50mm = 83.333 mm ≤ $b_{vs(use)}$ = 120.000 mm ····· O.K !!

$t_{vs(req)}$ = 120.0 / 13 = 9.231 mm ≤ $t_{vs(use)}$ = 10.000 mm ····· O.K !!

▪ 공통 입력 사항

사용강재	단 위 중 량 (kN/m³)			강재할증	차륜하중 (kN)		차륜하중제원(mm)	
	콘크리트	포장	강재		P_r	P_f	L_1	B_1
SM400B	25.00	23.50	78.50	1.42746	96.00	24.00	4,200	1,800

▪ 단면 제원 (단위:mm)

구 분	b_{fu}	b_{fu}'	b_{fl}	b_{fl}'	h_w	t_{fu}	t_w	t_{fl}	I_{33}	y_{su}	y_{sl}
1CR01	300.0	144.0	300.0	144.0	1,000.0	12.0	12.0	12.0	2.844E+09	512.0	512.0
1CR02	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR03	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR04	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR05	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR06	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR07	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR08	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR09	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR10	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR11	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR12	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR13	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR14	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR15	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR16	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR17	300.0	144.0	300.0	144.0	1,500.0	12.0	12.0	12.0	7.490E+09	762.0	762.0
1CR18	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR19	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR20	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR21	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR22	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR23	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR24	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR25	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR26	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR27	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR28	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR29	300.0	144.0	300.0	144.0	1,500.0	12.0	12.0	12.0	7.490E+09	762.0	762.0
1CR30	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR31	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR32	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR33	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR34	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR35	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR36	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR37	300.0	144.0	300.0	144.0	1,000.0	12.0	12.0	12.0	2.844E+09	512.0	512.0

▪ 기타 제원 (단위:mm)

구 분	바닥판두께 t_s	포장두께 t_p	가로보 간격		가로보지간 L	비 고
			B_f	B_r		
1CR01	240.0	50.0	0.0	4,423.2	2,200.1	
1CR02	240.0	50.0	4,423.2	5,000.0	2,200.0	
1CR03	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR04	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR05	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR06	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR07	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR08	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR09	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR10	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR11	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR12	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR13	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR14	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR15	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR16	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR17	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR18	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR19	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR20	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR21	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR22	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR23	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR24	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR25	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR26	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR27	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR28	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR29	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR30	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR31	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR32	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR33	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR34	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR35	240.0	50.0	5,000.0	5,000.0	2,200.0	
1CR36	240.0	50.0	5,000.0	4,450.0	2,200.0	
1CR37	240.0	50.0	4,450.0	0.0	2,200.0	

▪ 부재 검토 (단위:mm)

구 분	복부판 두께 검토			상판 두께 검토			하판 두께 검토		
	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정	필 요	사용	판정
1CR01	h_w / 150 = 6.7	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR02	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR03	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR04	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR05	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR06	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR07	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR08	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR09	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR10	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR11	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR12	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR13	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR14	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR15	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR16	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR17	h_w / 150 = 10.0	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR18	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR19	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR20	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR21	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR22	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR23	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR24	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR25	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR26	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR27	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR28	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR29	h_w / 150 = 10.0	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR30	h_w / 150 = 8.7	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR31	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR32	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR33	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR34	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR35	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR36	h_w / 150 = 7.3	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K
1CR37	h_w / 150 = 6.7	12.0	O.K	b_{fu}' / 16 = 9.0	12.0	O.K	b_{fl}' / 16 = 9.0	12.0	O.K

1) 관 용 해 석

▪ 작용 하중 산정

구 분	활하중 작용거리					활하중 작용점 영향선 종거					비 고
	x_1	x_4	x_2	x_5	x_3	y_1	y_4	y_2	y_5	y_3	
1CR01	0.0	0.0	0.0	0.0	223.2	0.000	0.000	1.000	0.000	0.050	
1CR02	223.2	0.0	0.0	0.0	800.0	0.050	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR03	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR04	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR05	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR06	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR07	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR08	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR09	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR10	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR11	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR12	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR13	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR14	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR15	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR16	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR17	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR18	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR19	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR20	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR21	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR22	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR23	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR24	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR25	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR26	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR27	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR28	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR29	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR30	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR31	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR32	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR33	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR34	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR35	800.0	0.0	0.0	0.0	800.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.160	
1CR36	800.0	0.0	0.0	0.0	250.0	0.160	0.000	1.000	0.000	0.056	
1CR37	250.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.056	0.000	1.000	0.000	0.000	

구 분	고 정 하 중 (kN/m)					활 하 중 (kN)			
	슬래브	포 장	강재자중	영향선면적	W_d	P_f'	P_r'	충격계수	P_{sl}
1CR01	6.000	1.175	2.151	2.212	18.020	24.000	96.000	0.300	97.211
1CR02	6.000	1.175	2.286	4.712	36.092	24.000	96.000	0.300	112.571
1CR03	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR04	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR05	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR06	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR07	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR08	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR09	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR10	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR11	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR12	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR13	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR14	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR15	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR16	6.000	1.175	2.555	5.000	38.430	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR17	6.000	1.175	2.824	5.000	38.699	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR18	6.000	1.175	2.555	5.000	38.430	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR19	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR20	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR21	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR22	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR23	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR24	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR25	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR26	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR27	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR28	6.000	1.175	2.555	5.000	38.430	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR29	6.000	1.175	2.824	5.000	38.699	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR30	6.000	1.175	2.555	5.000	38.430	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR31	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR32	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR33	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR34	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR35	6.000	1.175	2.286	5.000	38.161	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR36	6.000	1.175	2.286	4.725	36.188	24.000	96.000	0.300	105.233
1CR37	6.000	1.175	2.151	2.225	18.116	24.000	96.000	0.300	97.348

▪ 관용해석에 의한 전단력 산정 (단위:kN)

구 분	가로보 끝단에서 윤하중까지의 거리					활하중 작용점 영향선 종거					비 고
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	
1CR01	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR02	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR03	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR04	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR05	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR06	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR07	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR08	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR09	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR10	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR11	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR12	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR13	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR14	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR15	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR16	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR17	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR18	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR19	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR20	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR21	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR22	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR23	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR24	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR25	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR26	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR27	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR28	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR29	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR30	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR31	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR32	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR33	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR34	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR35	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR36	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	
1CR37	0.0	1,200.0	-	-	-	1.000	0.455	-	-	-	

구 분	윤하중 하중수 n	영향선면적 A	종거합 Σy	고정하중 V_d	활하중 V_{Li}	V_t	비 고
1CR01	2.0	1.100	1.455	19.823	183.821	203.644	
1CR02	2.0	1.100	1.455	39.701	212.862	252.562	
1CR03	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR04	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR05	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR06	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR07	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR08	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR09	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR10	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR11	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR12	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR13	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR14	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR15	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR16	2.0	1.100	1.455	42.273	217.833	260.105	
1CR17	2.0	1.100	1.455	42.569	217.833	260.402	
1CR18	2.0	1.100	1.455	42.273	217.833	260.106	
1CR19	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR20	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR21	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR22	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR23	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR24	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR25	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR26	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR27	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR28	2.0	1.100	1.455	42.273	217.833	260.105	
1CR29	2.0	1.100	1.455	42.569	217.833	260.402	
1CR30	2.0	1.100	1.455	42.273	217.833	260.106	
1CR31	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR32	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR33	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR34	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR35	2.0	1.100	1.455	41.977	217.833	259.810	
1CR36	2.0	1.100	1.455	39.807	198.986	238.793	
1CR37	2.0	1.100	1.455	19.927	184.077	204.004	

▪ 관용해석에 의한 모멘트 산정 (단위:kN·m)

구 분	가로보 끝단에서 윤하중까지의 거리					활하중 작용점 영향선 종거					비 고
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	
1CR01	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR02	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR03	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR04	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR05	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR06	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR07	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR08	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR09	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR10	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR11	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR12	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR13	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR14	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR15	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR16	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR17	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR18	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR19	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR20	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR21	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR22	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR23	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR24	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR25	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR26	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR27	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR28	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR29	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR30	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR31	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR32	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR33	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR34	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR35	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR36	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	
1CR37	0.0	-	-	-	-	1.000	-	-	-	-	

구 분	n	영향선면적 A	종거합 Σy	고정하중 M_d	활하중 M_{Hi}	M_t	비 고
1CR01	1.0	1.100	1.000	10.903	69.510	80.413	
1CR02	1.0	1.100	1.000	21.835	80.488	102.324	
1CR03	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR04	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR05	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR06	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR07	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR08	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR09	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR10	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR11	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR12	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR13	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR14	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR15	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR16	1.0	1.100	1.000	23.250	82.368	105.618	
1CR17	1.0	1.100	1.000	23.413	82.368	105.781	
1CR18	1.0	1.100	1.000	23.250	82.368	105.618	
1CR19	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR20	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR21	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR22	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR23	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR24	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR25	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR26	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR27	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR28	1.0	1.100	1.000	23.250	82.368	105.618	
1CR29	1.0	1.100	1.000	23.413	82.368	105.781	
1CR30	1.0	1.100	1.000	23.250	82.368	105.618	
1CR31	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR32	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR33	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR34	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR35	1.0	1.100	1.000	23.087	82.368	105.455	
1CR36	1.0	1.100	1.000	21.894	75.242	97.135	
1CR37	1.0	1.100	1.000	10.960	69.604	80.564	

2) 격 자 해 석

▪ 격자해석에 의한 전단력 해석결과 (단위:kN)

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	V_t	부재 번호
		강재자중	슬래브 자중					
1CR01	kN	-55.373	-41.924	5.049	-298.661	-3.023	393.932	73
1CR02	kN	-10.438	-6.292	2.223	-90.090	-0.637	105.234	74
1CR03	kN	4.922	1.426	-2.807	152.828	0.126	156.496	75
1CR04	kN	5.231	1.358	-4.727	151.512	0.172	153.546	76
1CR05	kN	-0.854	-0.501	-5.276	-141.263	-0.134	148.027	77
1CR06	kN	-1.054	-0.475	-4.029	-137.307	-0.497	143.362	78
1CR07	kN	4.588	2.822	4.741	122.542	2.244	136.937	79
1CR08	kN	6.875	12.669	31.773	123.980	8.152	183.449	80
1CR09	kN	11.674	29.256	63.715	218.660	15.079	338.384	81
1CR10	kN	6.434	12.639	31.740	126.527	8.097	185.437	82
1CR11	kN	4.400	3.632	5.130	123.584	2.235	138.982	83
1CR12	kN	4.140	1.815	-2.998	137.741	0.344	141.043	84
1CR13	kN	4.276	1.717	-3.994	137.244	0.229	139.473	85
1CR14	kN	4.911	2.553	-1.163	131.791	0.868	138.960	86
1CR15	kN	5.510	5.815	8.201	113.550	2.793	135.869	87
1CR16	kN	10.808	23.286	41.491	161.479	9.953	247.017	88
1CR17	kN	37.787	72.435	105.322	351.594	20.931	588.069	89
1CR18	kN	23.558	34.005	49.720	155.936	9.215	272.434	90
1CR19	kN	6.809	6.903	9.832	112.685	2.757	138.986	91
1CR20	kN	-2.884	-1.354	-2.064	-128.538	-1.527	136.366	92
1CR21	kN	7.440	4.153	-4.766	141.361	0.127	148.317	93
1CR22	kN	-2.687	-1.827	-4.901	-139.614	-0.042	149.070	94
1CR23	kN	-1.697	-0.875	-4.884	-139.979	-0.025	147.460	95
1CR24	kN	5.504	2.120	-5.415	142.255	0.094	144.558	96
1CR25	kN	-0.913	-0.070	-4.754	-137.511	-0.146	143.393	97
1CR26	kN	-4.457	-2.760	-1.163	-128.099	-1.448	137.927	98
1CR27	kN	7.900	7.968	11.582	112.671	2.700	142.821	99
1CR28	kN	24.788	36.188	54.819	160.058	9.087	284.940	100
1CR29	kN	42.441	78.624	117.435	357.238	18.859	614.597	101
1CR30	kN	15.135	28.458	49.378	168.850	8.418	270.239	102
1CR31	kN	6.324	6.738	10.988	109.812	2.614	136.476	103
1CR32	kN	4.921	2.544	-0.276	129.529	0.890	137.607	104
1CR33	kN	-1.102	0.239	-4.350	-135.777	-0.309	141.298	105
1CR34	kN	4.268	1.443	-5.129	149.327	0.229	150.138	106
1CR35	kN	4.750	1.834	-2.965	151.335	0.192	155.146	107
1CR36	kN	-4.151	-3.773	6.192	-94.389	-1.011	97.132	108
1CR37	kN	-18.424	-26.301	20.928	-287.662	-5.092	316.551	109

▪ 격자해석에 의한 모멘트 해석결과 (단위:kN·m)

구 분	단위	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	지점침하	M_t	부재 번호
		강재자중	슬래브 자중					
1CR01	kN·m	-54.069	-49.743	-77.237	-305.430	-3.437	489.916	73
1CR02	kN·m	-4.006	-12.234	-107.410	-76.121	-0.791	200.562	74
1CR03	kN·m	1.744	-7.522	-111.700	-158.072	-0.098	275.648	75
1CR04	kN·m	1.126	-7.861	-112.520	-157.613	-0.153	277.020	76
1CR05	kN·m	2.094	-7.028	-113.646	-152.933	-0.159	271.672	77
1CR06	kN·m	2.265	-7.088	-116.008	-148.756	-0.290	269.877	78
1CR07	kN·m	1.760	-9.602	-126.321	-127.658	-2.546	264.367	79
1CR08	kN·m	-0.440	-20.267	-156.821	-96.319	-9.222	283.070	80
1CR09	kN·m	-5.439	-38.522	-192.464	-195.370	-17.004	448.800	81
1CR10	kN·m	0.569	-19.920	-155.463	-100.280	-9.201	284.295	82
1CR11	kN·m	2.855	-9.928	-123.838	-133.015	-2.580	266.505	83
1CR12	kN·m	3.149	-7.874	-112.536	-150.686	-0.400	268.347	84
1CR13	kN·m	3.042	-7.486	-108.418	-151.965	-0.342	265.169	85
1CR14	kN·m	2.383	-7.848	-107.031	-148.182	-1.128	261.805	86
1CR15	kN·m	1.637	-10.753	-111.163	-131.857	-3.370	255.506	87
1CR16	kN·m	-1.675	-31.494	-185.826	-135.242	-11.631	365.869	88
1CR17	kN·m	-28.665	-88.371	-306.966	-284.216	-24.151	732.369	89
1CR18	kN·m	-16.393	-43.782	-195.215	-132.695	-10.711	398.796	90
1CR19	kN·m	-0.714	-12.573	-113.338	-128.778	-3.190	258.593	91
1CR20	kN·m	3.905	-5.543	-106.529	-144.425	-1.010	253.602	92
1CR21	kN·m	-2.584	-11.713	-107.715	-153.924	-0.158	276.095	93
1CR22	kN·m	2.619	-6.750	-109.928	-154.708	-0.081	268.847	94
1CR23	kN·m	1.421	-7.974	-110.648	-154.607	-0.069	271.878	95
1CR24	kN·m	-0.819	-10.057	-109.129	-153.465	-0.036	273.506	96
1CR25	kN·m	1.234	-7.895	-107.336	-153.892	-0.113	268.002	97
1CR26	kN·m	5.815	-3.887	-107.174	-144.327	-0.983	250.555	98
1CR27	kN·m	-1.786	-13.723	-115.110	-128.325	-3.233	262.177	99
1CR28	kN·m	-17.786	-46.504	-201.163	-140.870	-10.707	417.030	100
1CR29	kN·m	-34.413	-96.350	-321.370	-295.744	-22.024	769.901	101
1CR30	kN·m	-6.801	-37.777	-194.575	-135.485	-9.986	384.624	102
1CR31	kN·m	0.458	-12.040	-113.538	-126.748	-3.165	255.032	103
1CR32	kN·m	1.906	-8.144	-106.623	-144.127	-1.110	258.099	104
1CR33	kN·m	2.788	-7.138	-105.217	-151.357	-0.289	261.213	105
1CR34	kN·m	2.314	-7.690	-105.562	-160.087	-0.261	271.286	106
1CR35	kN·m	1.859	-7.894	-106.864	-159.942	-0.222	273.062	107
1CR36	kN·m	6.465	-1.911	-113.350	-73.607	-1.257	183.660	108
1CR37	kN·m	-13.778	-32.558	-57.491	-292.082	-5.673	401.581	109

3) 단 면 검 토

▪ 자유돌출판의 압축부 국부좌굴에 대한 허용응력

구 분	상부 플랜지 (f_{ca})	하부 플랜지 (f_{ca})
1CR01	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR02	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR03	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR04	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR05	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR06	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR07	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR08	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR09	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR10	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR11	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR12	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR13	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR14	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR15	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR16	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR17	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR18	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR19	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR20	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR21	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR22	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR23	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR24	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR25	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR26	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR27	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR28	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR29	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR30	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR31	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR32	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR33	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR34	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR35	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR36	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa
1CR37	bfu'/12.9 ≤ tfu = 140.000 MPa	bfl'/12.9 ≤ tfl = 140.000 MPa

▪ 허용 휨 압축응력

구 분	상 부 플 랜 지					비 고
	A_w	A_c	A_w/A_c	K	f_{ca}	
1CR01	12,000.0	3,600.0	3.333	2.160	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.887 MPa	
1CR02	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR03	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR04	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR05	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR06	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR07	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR08	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR09	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR10	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR11	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR12	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR13	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR14	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR15	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR16	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR17	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.206 MPa	
1CR18	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR19	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR20	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR21	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR22	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR23	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR24	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR25	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR26	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR27	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR28	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR29	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.206 MPa	
1CR30	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR31	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR32	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR33	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR34	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR35	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR36	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR37	12,000.0	3,600.0	3.333	2.160	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.888 MPa	

구 분	하 부 플 랜 지					비 고
	A_w	A_c	A_w/A_c	K	f_{ca}	
1CR01	12,000.0	3,600.0	3.333	2.160	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.887 MPa	
1CR02	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR03	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR04	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR05	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR06	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR07	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR08	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR09	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR10	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR11	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR12	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR13	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR14	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR15	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR16	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR17	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.206 MPa	
1CR18	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR19	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR20	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR21	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR22	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR23	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR24	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR25	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR26	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR27	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR28	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR29	18,000.0	3,600.0	5.000	2.345	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.206 MPa	
1CR30	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR31	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR32	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR33	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR34	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR35	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR36	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR37	12,000.0	3,600.0	3.333	2.160	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.888 MPa	

▪ 계산 적용 부재력 및 허용응력

구 분	V_{umax} (kN)	M_{umax} (kN·m)	상부 플랜지 (MPa)			하부 플랜지 (MPa)			비 고
			f_{ca}	f_{ta}	υ_a	f_{ca}	f_{ta}	υ_a	
1CR01	393.93	489.92	131.89	140.00	80.00	131.89	140.00	80.00	
1CR02	252.56	200.56	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR03	259.81	275.65	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR04	259.81	277.02	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR05	259.81	271.67	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR06	259.81	269.88	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR07	259.81	264.37	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR08	259.81	283.07	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR09	338.38	448.80	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR10	259.81	284.30	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR11	259.81	266.50	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR12	259.81	268.35	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR13	259.81	265.17	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR14	259.81	261.81	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR15	259.81	255.51	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR16	260.11	365.87	130.86	140.00	80.00	130.86	140.00	80.00	
1CR17	588.07	732.37	130.21	140.00	80.00	130.21	140.00	80.00	
1CR18	272.43	398.80	130.86	140.00	80.00	130.86	140.00	80.00	
1CR19	259.81	258.59	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR20	259.81	253.60	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR21	259.81	276.09	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR22	259.81	268.85	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR23	259.81	271.88	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR24	259.81	273.51	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR25	259.81	268.00	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR26	259.81	250.56	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR27	259.81	262.18	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR28	284.94	417.03	130.86	140.00	80.00	130.86	140.00	80.00	
1CR29	614.60	769.90	130.21	140.00	80.00	130.21	140.00	80.00	
1CR30	270.24	384.62	130.86	140.00	80.00	130.86	140.00	80.00	
1CR31	259.81	255.03	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR32	259.81	258.10	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR33	259.81	261.21	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR34	259.81	271.29	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR35	259.81	273.06	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR36	238.79	183.66	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR37	316.55	401.58	131.89	140.00	80.00	131.89	140.00	80.00	

▪ 응 력 검 토

구 분	전단응력 (MPa)			상부 플랜지 (MPa)				하부 플랜지 (MPa)			
	υ	υ a	판정	f_u	f_{ca}	f_{ta}	판정	f_l	f_{ca}	f_{ta}	판정
1CR01	32.83	80.00	O.K	88.21	131.89	140.00	O.K	88.21	131.89	140.00	O.K
1CR02	19.13	80.00	O.K	31.69	131.54	140.00	O.K	31.69	131.54	140.00	O.K
1CR03	19.68	80.00	O.K	43.55	131.54	140.00	O.K	43.55	131.54	140.00	O.K
1CR04	19.68	80.00	O.K	43.77	131.54	140.00	O.K	43.77	131.54	140.00	O.K
1CR05	19.68	80.00	O.K	42.93	131.54	140.00	O.K	42.93	131.54	140.00	O.K
1CR06	19.68	80.00	O.K	42.64	131.54	140.00	O.K	42.64	131.54	140.00	O.K
1CR07	19.68	80.00	O.K	41.77	131.54	140.00	O.K	41.77	131.54	140.00	O.K
1CR08	19.68	80.00	O.K	44.73	131.54	140.00	O.K	44.73	131.54	140.00	O.K
1CR09	25.64	80.00	O.K	70.91	131.54	140.00	O.K	70.91	131.54	140.00	O.K
1CR10	19.68	80.00	O.K	44.92	131.54	140.00	O.K	44.92	131.54	140.00	O.K
1CR11	19.68	80.00	O.K	42.11	131.54	140.00	O.K	42.11	131.54	140.00	O.K
1CR12	19.68	80.00	O.K	42.40	131.54	140.00	O.K	42.40	131.54	140.00	O.K
1CR13	19.68	80.00	O.K	41.90	131.54	140.00	O.K	41.90	131.54	140.00	O.K
1CR14	19.68	80.00	O.K	41.37	131.54	140.00	O.K	41.37	131.54	140.00	O.K
1CR15	19.68	80.00	O.K	40.37	131.54	140.00	O.K	40.37	131.54	140.00	O.K
1CR16	16.67	80.00	O.K	45.74	130.86	140.00	O.K	45.74	130.86	140.00	O.K
1CR17	32.67	80.00	O.K	74.51	130.21	140.00	O.K	74.51	130.21	140.00	O.K
1CR18	17.46	80.00	O.K	49.85	130.86	140.00	O.K	49.85	130.86	140.00	O.K
1CR19	19.68	80.00	O.K	40.86	131.54	140.00	O.K	40.86	131.54	140.00	O.K
1CR20	19.68	80.00	O.K	40.07	131.54	140.00	O.K	40.07	131.54	140.00	O.K
1CR21	19.68	80.00	O.K	43.62	131.54	140.00	O.K	43.62	131.54	140.00	O.K
1CR22	19.68	80.00	O.K	42.48	131.54	140.00	O.K	42.48	131.54	140.00	O.K
1CR23	19.68	80.00	O.K	42.96	131.54	140.00	O.K	42.96	131.54	140.00	O.K
1CR24	19.68	80.00	O.K	43.22	131.54	140.00	O.K	43.22	131.54	140.00	O.K
1CR25	19.68	80.00	O.K	42.35	131.54	140.00	O.K	42.35	131.54	140.00	O.K
1CR26	19.68	80.00	O.K	39.59	131.54	140.00	O.K	39.59	131.54	140.00	O.K
1CR27	19.68	80.00	O.K	41.43	131.54	140.00	O.K	41.43	131.54	140.00	O.K
1CR28	18.27	80.00	O.K	52.13	130.86	140.00	O.K	52.13	130.86	140.00	O.K
1CR29	34.14	80.00	O.K	78.32	130.21	140.00	O.K	78.32	130.21	140.00	O.K
1CR30	17.32	80.00	O.K	48.08	130.86	140.00	O.K	48.08	130.86	140.00	O.K
1CR31	19.68	80.00	O.K	40.30	131.54	140.00	O.K	40.30	131.54	140.00	O.K
1CR32	19.68	80.00	O.K	40.78	131.54	140.00	O.K	40.78	131.54	140.00	O.K
1CR33	19.68	80.00	O.K	41.27	131.54	140.00	O.K	41.27	131.54	140.00	O.K
1CR34	19.68	80.00	O.K	42.86	131.54	140.00	O.K	42.86	131.54	140.00	O.K
1CR35	19.68	80.00	O.K	43.15	131.54	140.00	O.K	43.15	131.54	140.00	O.K
1CR36	18.09	80.00	O.K	29.02	131.54	140.00	O.K	29.02	131.54	140.00	O.K
1CR37	26.38	80.00	O.K	72.31	131.89	140.00	O.K	72.31	131.89	140.00	O.K

▪ 합성 응력 검토

구 분	상부 플랜지 인장 하부 플랜지 압축인 경우					상부 플랜지 압축 하부 플랜지 인장인 경우				
	인장	전단	합성응력	허용	판별	인장	전단	합성응력	허용	판별
1CR01	0.447	0.168	0.616	1.2	O.K	0.447	0.168	0.616	1.2	O.K
1CR02	0.058	0.057	0.115	1.2	O.K	0.058	0.057	0.115	1.2	O.K
1CR03	0.110	0.061	0.170	1.2	O.K	0.110	0.061	0.170	1.2	O.K
1CR04	0.111	0.061	0.171	1.2	O.K	0.111	0.061	0.171	1.2	O.K
1CR05	0.106	0.061	0.167	1.2	O.K	0.106	0.061	0.167	1.2	O.K
1CR06	0.105	0.061	0.166	1.2	O.K	0.105	0.061	0.166	1.2	O.K
1CR07	0.101	0.061	0.161	1.2	O.K	0.101	0.061	0.161	1.2	O.K
1CR08	0.116	0.061	0.176	1.2	O.K	0.116	0.061	0.176	1.2	O.K
1CR09	0.291	0.103	0.393	1.2	O.K	0.291	0.103	0.393	1.2	O.K
1CR10	0.117	0.061	0.177	1.2	O.K	0.117	0.061	0.177	1.2	O.K
1CR11	0.102	0.061	0.163	1.2	O.K	0.102	0.061	0.163	1.2	O.K
1CR12	0.104	0.061	0.164	1.2	O.K	0.104	0.061	0.164	1.2	O.K
1CR13	0.101	0.061	0.162	1.2	O.K	0.101	0.061	0.162	1.2	O.K
1CR14	0.099	0.061	0.159	1.2	O.K	0.099	0.061	0.159	1.2	O.K
1CR15	0.094	0.061	0.155	1.2	O.K	0.094	0.061	0.155	1.2	O.K
1CR16	0.122	0.043	0.166	1.2	O.K	0.122	0.043	0.166	1.2	O.K
1CR17	0.327	0.167	0.494	1.2	O.K	0.327	0.167	0.494	1.2	O.K
1CR18	0.145	0.048	0.193	1.2	O.K	0.145	0.048	0.193	1.2	O.K
1CR19	0.096	0.061	0.157	1.2	O.K	0.096	0.061	0.157	1.2	O.K
1CR20	0.093	0.061	0.153	1.2	O.K	0.093	0.061	0.153	1.2	O.K
1CR21	0.110	0.061	0.171	1.2	O.K	0.110	0.061	0.171	1.2	O.K
1CR22	0.104	0.061	0.165	1.2	O.K	0.104	0.061	0.165	1.2	O.K
1CR23	0.107	0.061	0.167	1.2	O.K	0.107	0.061	0.167	1.2	O.K
1CR24	0.108	0.061	0.168	1.2	O.K	0.108	0.061	0.168	1.2	O.K
1CR25	0.104	0.061	0.164	1.2	O.K	0.104	0.061	0.164	1.2	O.K
1CR26	0.091	0.061	0.151	1.2	O.K	0.091	0.061	0.151	1.2	O.K
1CR27	0.099	0.061	0.160	1.2	O.K	0.099	0.061	0.160	1.2	O.K
1CR28	0.159	0.052	0.211	1.2	O.K	0.159	0.052	0.211	1.2	O.K
1CR29	0.362	0.182	0.544	1.2	O.K	0.362	0.182	0.544	1.2	O.K
1CR30	0.135	0.047	0.182	1.2	O.K	0.135	0.047	0.182	1.2	O.K
1CR31	0.094	0.061	0.154	1.2	O.K	0.094	0.061	0.154	1.2	O.K
1CR32	0.096	0.061	0.157	1.2	O.K	0.096	0.061	0.157	1.2	O.K
1CR33	0.098	0.061	0.159	1.2	O.K	0.098	0.061	0.159	1.2	O.K
1CR34	0.106	0.061	0.167	1.2	O.K	0.106	0.061	0.167	1.2	O.K
1CR35	0.108	0.061	0.168	1.2	O.K	0.108	0.061	0.168	1.2	O.K
1CR36	0.049	0.051	0.100	1.2	O.K	0.049	0.051	0.100	1.2	O.K
1CR37	0.301	0.109	0.409	1.2	O.K	0.301	0.109	0.409	1.2	O.K

4) 수직 보강재의 설계 (SM400B 사용)

▪ 수직 보강재 설치 검토 및 단면 제원

구 분	설치 검토 (mm)			n	f (MPa)	U (MPa)	b_{vs} (mm)	t_{vs} (mm)	a (mm)	b (mm)	t (mm)
	순간격	허용값	판 정								
1CR01	1,000.0	852.0	필 요	0	88.213	32.828	120.0	10.0	680.0	1,000.0	12.0
1CR02	1,100.0	852.0	필 요	0	31.690	19.134	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR03	1,100.0	852.0	필 요	0	43.554	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR04	1,100.0	852.0	필 요	0	43.770	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR05	1,100.0	852.0	필 요	0	42.925	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR06	1,100.0	852.0	필 요	0	42.642	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR07	1,100.0	852.0	필 요	0	41.771	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR08	1,100.0	852.0	필 요	0	44.726	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR09	1,100.0	852.0	필 요	0	70.912	25.635	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR10	1,100.0	852.0	필 요	0	44.920	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR11	1,100.0	852.0	필 요	0	42.109	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR12	1,100.0	852.0	필 요	0	42.400	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR13	1,100.0	852.0	필 요	0	41.898	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR14	1,100.0	852.0	필 요	0	41.366	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR15	1,100.0	852.0	필 요	0	40.371	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR16	1,300.0	852.0	필 요	0	45.738	16.673	120.0	10.0	680.0	1,300.0	12.0
1CR17	1,500.0	852.0	필 요	0	74.507	32.670	120.0	10.0	680.0	1,500.0	12.0
1CR18	1,300.0	852.0	필 요	0	49.854	17.464	120.0	10.0	680.0	1,300.0	12.0
1CR19	1,100.0	852.0	필 요	0	40.859	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR20	1,100.0	852.0	필 요	0	40.070	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR21	1,100.0	852.0	필 요	0	43.624	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR22	1,100.0	852.0	필 요	0	42.479	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR23	1,100.0	852.0	필 요	0	42.958	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR24	1,100.0	852.0	필 요	0	43.215	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR25	1,100.0	852.0	필 요	0	42.345	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR26	1,100.0	852.0	필 요	0	39.589	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR27	1,100.0	852.0	필 요	0	41.425	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR28	1,300.0	852.0	필 요	0	52.134	18.265	120.0	10.0	680.0	1,300.0	12.0
1CR29	1,500.0	852.0	필 요	0	78.325	34.144	120.0	10.0	680.0	1,500.0	12.0
1CR30	1,300.0	852.0	필 요	0	48.082	17.323	120.0	10.0	680.0	1,300.0	12.0
1CR31	1,100.0	852.0	필 요	0	40.296	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR32	1,100.0	852.0	필 요	0	40.781	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR33	1,100.0	852.0	필 요	0	41.273	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR34	1,100.0	852.0	필 요	0	42.864	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR35	1,100.0	852.0	필 요	0	43.145	19.683	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR36	1,100.0	852.0	필 요	0	29.019	18.090	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR37	1,000.0	852.0	필 요	0	72.308	26.379	120.0	10.0	680.0	1,000.0	12.0

▪ 수직보강재 간격 검토

구 분	간격 검토						수직보강재 강도검토 (mm^4)			비 고
	a/b	허용값	판정	n = 0	허용값	판정	$I_{(req)}$	$I_{(use)}$	판정	
1CR01	0.680	1.500	O.K	0.037	1.000	O.K	2.738E+06	1.152E+07	O.K	
1CR02	0.618	3.000	O.K	0.009	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR03	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR04	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR05	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR06	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR07	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR08	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR09	0.618	1.500	O.K	0.033	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR10	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR11	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR12	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR13	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR14	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR15	0.618	3.000	O.K	0.012	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR16	0.523	3.000	O.K	0.025	1.000	O.K	6.015E+06	1.152E+07	O.K	
1CR17	0.453	1.500	O.K	0.114	1.000	O.K	9.240E+06	1.152E+07	O.K	
1CR18	0.523	3.000	O.K	0.029	1.000	O.K	6.015E+06	1.152E+07	O.K	
1CR19	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR20	0.618	3.000	O.K	0.012	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR21	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR22	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR23	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR24	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR25	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR26	0.618	3.000	O.K	0.012	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR27	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR28	0.523	3.000	O.K	0.032	1.000	O.K	6.015E+06	1.152E+07	O.K	
1CR29	0.453	1.500	O.K	0.126	1.000	O.K	9.240E+06	1.152E+07	O.K	
1CR30	0.523	3.000	O.K	0.027	1.000	O.K	6.015E+06	1.152E+07	O.K	
1CR31	0.618	3.000	O.K	0.012	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR32	0.618	3.000	O.K	0.012	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR33	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR34	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR35	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR36	0.618	3.000	O.K	0.008	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR37	0.680	1.500	O.K	0.025	1.000	O.K	2.738E+06	1.152E+07	O.K	

▪ 수직보강재 최소 폭 및 두께 검토 (단위:mm)

구 분	최소 폭 검토			최소 폭 검토			비 고
	$b_{vs(req)}$	$b_{vs(use)}$	판정	$t_{vs(req)}$	$t_{vs(use)}$	판정	
1CR01	83.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR02	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR03	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR04	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR05	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR06	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR07	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR08	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR09	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR10	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR11	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR12	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR13	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR14	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR15	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR16	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR17	100.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR18	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR19	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR20	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR21	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR22	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR23	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR24	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR25	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR26	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR27	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR28	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR29	100.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR30	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR31	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR32	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR33	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR34	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR35	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR36	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR37	83.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	

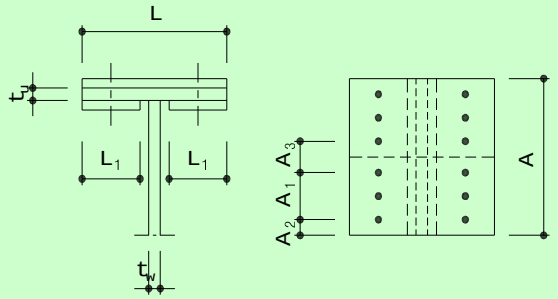
7.2 가로보의 연결

[1CR01]

(강종 : SM400B) (가로보 계산 참조)

모멘트 M(kN)	전단력 V(kN)	상부FL.응력 f_u(MPa)		하부FL.응력 f_l(MPa)		허용휨인장응력 f_{sa}(MPa)	단면2차모멘트 I(mm^4)
		인장	압축	압축	인장		
489.92	393.93	88.213	88.213	88.213	88.213	140.00	2.844E+09

사용BOLT : H.T.B (M22 F 10T) ρ_{sa} = 48,000 × 2 면 = 96,000 N (☞도.설.해3.3.2.3)



t_u = 12.0 mm

t_w = 12.0 mm

L = 300.0 mm

L_1 = 124.0 mm

A = 505.0 mm

A_1 = 2 @ 85 mm

= 170.0 mm

A_2 = 40.0 mm

A_3 = 85.0 mm

1) 상부 플랜지 이음 (압축부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 88.2 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_u) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 3,600.0 × 105.0 / 96,000.0 = 3.9ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 3,600.0 = 3,600.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 1 PL - 300.0 × 10.0 × 505.0 = 3,000.0

2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

∑ = 5,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 3,600.0 × 105.0 / 5,480.0 = 69.0 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 3,600.0 × 105.0 / 6.0 = 63,000.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 12.0 × (512.0 - 6.0) = 1.822E+06 mm^3

I = 2.844E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p / n$

= 393.932^3 ×1,821,600.0/2,843,545,600.0×150.0/3.0 = 12,617.8 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 3.969E+09 + 1.592E+08 = 64,251.1 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

2) 상부 플랜지 이음 (인장부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 88.2 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_u) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 3,600.0 × 105.0 / 96,000.0 = 3.9ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 3,600.0 = 3,600.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} =	1 PL	− 300.0	× 10.0	× 505.0	=	3,000.0	
	2 PL	− 124.0	× 10.0	× 505.0	=	2,480.0	
					Σ =	5,480.0	mm^2

▪ 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제)

A_n = 5,480.0 − 25.0 × 10.0 × 2.0열 × 2.0ea = 4,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 3,600.0 × 105.0 / 4,480.0 = 84.4 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 3,600.0 × 105.0 / 6.0 = 63,000.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 12.0 × (512.0 − 6.0) = 1.822E+06 mm^3

I = 2.844E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p / n$

= 393.932³ ×1,821,600.0/2,843,545,600.0×150.0/3.0 = 12,617.8 N/ea

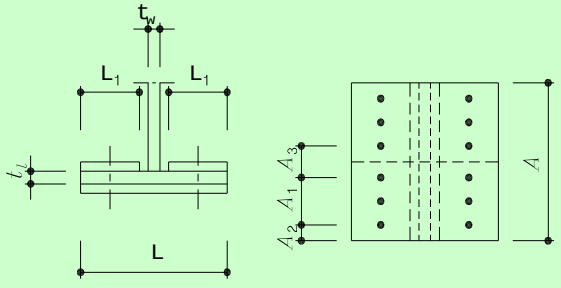
▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 3.969E+09 + 1.592E+08 = 64,251.1 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

④ 모재의 응력검토

A_{sn} = 12.0 × (300.0 − 25.0 × 2.0) = 3,000.0 mm^2

$f_u = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 3,600.0 × 105.0 / 3,000.0 = 126.0 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!



t_l =	12.0	mm	
t_w =	12.0	mm	
L =	300.0	mm	
L_1 =	124.0	mm	
A =	505.0	mm	
A_1 =	2 @ 85	mm	
=	170.0	mm	
A_2 =	40.0	mm	
A_3 =	85.0	mm	

3) 하부 플랜지 이음 (압축부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 88.2 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_1) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 3,600.0 × 105.0 / 96,000.0 = 3.9ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 3,600.0 = 3,600.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 1 PL − 300.0 × 10.0 × 505.0 = 3,000.0

2 PL − 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

∑ = 5,480.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 3,600.0 × 105.0 / 5,480.0 = 69.0 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 3,600.0 × 105.0 / 6.0 = 63,000.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 12.0 × (512.0 − 6.0) = 1.822E+06 mm^3

I = 2.844E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p / n$

$= 393.932^3 \times 1,821,600.0 / 2,843,545,600.0 \times 150.0 / 3.0$ = 12,617.8 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = $\sqrt{}$ 3.969E+09 + 1.592E+08 = 64,251.1 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

4) 하부 플랜지 이음 (인장부) (☞ 도.설 해 3.4.2.2 표3.4.4)

▪ 주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75% 이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다. (☞ 도.설.해 3.5.1.1, 3.5.3.2)

f_s = 88.2 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_t) f_s' = 105.0 MPa 적용

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 3,600.0 × 105.0 / 96,000.0 = 3.9ea ⇒ n_t = 6.0ea ····· O.K !!

② 이음판의 결정

▪ 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 3,600.0 × 105.0 / 140.0 = 2,700.0 mm^2

▪ 사용 이음판 전단면적

A_{use} = 2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

2 PL - 124.0 × 10.0 × 505.0 = 2,480.0

$\sum$ = 4,960.0 mm^2

▪ 이음판의 순단면적 (인장부의 순단면적은 BOLT 지름 공제)

A_n = 4,960.0 - 25.0 × 10.0 × 2.0열 × 2.0ea = 3,960.0 mm^2 ≥ A_{req} ····· O.K !!

▪ 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_n$ = 3,600.0 × 105.0 / 3,960.0 = 95.5 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

③ BOLT의 응력검토

▪ 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 3,600.0 × 105.0 / 6.0 = 63,000.0 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 BOLT의 응력검토

Q : 합성전 및 합성후의 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차 모멘트

Q = 300.0 × 12.0 × (512.0 - 6.0) = 1.822E+06 mm^3

I = 2.844E+09 mm^4 [총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트]

p = 플랜지 전폭 / 횡방향 BOLT수 = 300.0 / 2.0ea = 150.0 mm [볼트의 피치]

n = 3.0ea [접합선의 직각방향의 볼트의 수]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p / n$

= 393.932^3 ×1,821,600.0/2,843,545,600.0×150.0/3.0 = 12,617.8 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 3.969E+09 + 1.592E+08 = 64,251.1 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

④ 모재의 응력검토

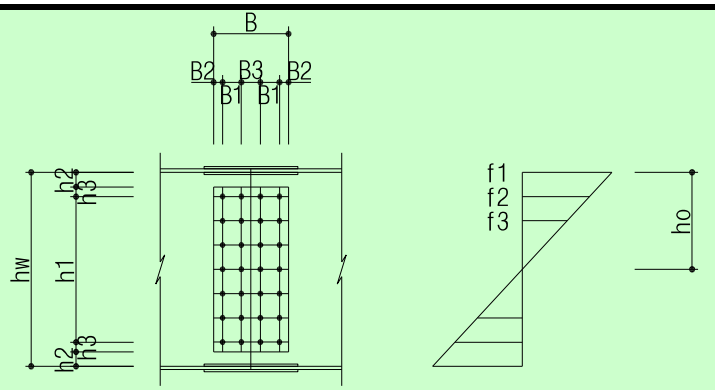
A_{sn} = 12.0 × (300.0 - 25.0 × 2.0) = 3,000.0 mm^2

$f_u = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 3,600.0 × 105.0 / 3,000.0 = 126.0 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

5) WEB 연결부의 계산

① BOLT의 응력계산

▪ 휨에 의한 BOLT의 응력



h_w = 1,000.0 mm

t_w = 12.0 mm

중립축~연단까지 거리

h_o = 500.0 mm

B = 335.0 mm

h_1 = 8 @ 100 mm

= 800.0 mm

h_2 = 60.0 mm

h_3 = 40.0 mm

B_1 = 1 @ 85 mm

= 85.0 mm

B_2 = 40.0 mm

B_3 = 85.0 mm

f_1 = 105.000 MPa

f_2 = $f_1 \cdot (h_o - 150) / h_o$ = 73.500 MPa

f_3 = $f_1 \cdot (h_o - 250) / h_o$ = 52.500 MPa

f_4 = $f_1 \cdot (h_o - 350) / h_o$ = 31.500 MPa

제1열 ρ_p = (105.00 + 73.500)/2 × 150.0 × 12.0 / 2 = 8.03E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 전단력에 의한 볼트의 응력

ρ_s = 393.932 / 18.0ea = 2.19E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 6.452E+09 + 4.790E+08 = 8.33E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

② 이음판의 응력계산

▪ 복부판의 단면2차 모멘트

I_w = 12.0 × 1,000.0³ / 12 = 1.00E+09 mm^4

▪ 가로보 중립축에서 이음판 상연까지의 거리

y_{su} = 1,000.0 / 2 - 60.0 = 440.0 mm

▪ 가로보 이음판의 단면2차모멘트

규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
2 - 880.0 × 12.0	21,120.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.363E+09
합 계	21,120.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.363E+09

$I_s = I_{xo} + AY^2$ = 1,362,944,000.0 + 0.0 = 1.36E+09 mm^4

▪ 가로보 복부판이 담당하는 휨모멘트

$M_w = M \cdot I_w / I$ = 489.916 × 0.001000 / 0.002844 = 172.290 kN·m

▪ 가로보 이음판의 응력검토

$f_w = M_w \cdot y_{su} / I_s$ = 172.290×440.0 / 1,362,944,000.0 = 55.621 MPa ≤ f_{sa} ····· O.K !!

▪ 공통 입력 사항 (강종 및 사용 BOLT 제원)

사용강재	볼 트 제 원	볼트 허용 응력 (N)
SM400B	H.T.B M22 F 10T	96,000.0

▪ 작용 단면력 및 응력

구 분	모멘트 M(kN)	전단력 V(kN)	상부FL.응력 f_u(MPa)		하부FL.응력 f_l(MPa)		f_{sa} (MPa)	I (mm^4)
			인장	압축	압축	인장		
1CR01	489.92	393.93	88.213	88.213	88.213	88.213	140.00	2.844E+09
1CR02	200.56	252.56	31.690	31.690	31.690	31.690	140.00	3.557E+09
1CR03	275.65	259.81	43.554	43.554	43.554	43.554	140.00	3.557E+09
1CR04	277.02	259.81	43.770	43.770	43.770	43.770	140.00	3.557E+09
1CR05	271.67	259.81	42.925	42.925	42.925	42.925	140.00	3.557E+09
1CR06	269.88	259.81	42.642	42.642	42.642	42.642	140.00	3.557E+09
1CR07	264.37	259.81	41.771	41.771	41.771	41.771	140.00	3.557E+09
1CR08	283.07	259.81	44.726	44.726	44.726	44.726	140.00	3.557E+09
1CR09	448.80	338.38	70.912	70.912	70.912	70.912	140.00	3.557E+09
1CR10	284.30	259.81	44.920	44.920	44.920	44.920	140.00	3.557E+09
1CR11	266.50	259.81	42.109	42.109	42.109	42.109	140.00	3.557E+09
1CR12	268.35	259.81	42.400	42.400	42.400	42.400	140.00	3.557E+09
1CR13	265.17	259.81	41.898	41.898	41.898	41.898	140.00	3.557E+09
1CR14	261.81	259.81	41.366	41.366	41.366	41.366	140.00	3.557E+09
1CR15	255.51	259.81	40.371	40.371	40.371	40.371	140.00	3.557E+09
1CR16	365.87	260.11	45.738	45.738	45.738	45.738	140.00	5.296E+09
1CR17	732.37	588.07	74.507	74.507	74.507	74.507	140.00	7.490E+09
1CR18	398.80	272.43	49.854	49.854	49.854	49.854	140.00	5.296E+09
1CR19	258.59	259.81	40.859	40.859	40.859	40.859	140.00	3.557E+09
1CR20	253.60	259.81	40.070	40.070	40.070	40.070	140.00	3.557E+09
1CR21	276.09	259.81	43.624	43.624	43.624	43.624	140.00	3.557E+09
1CR22	268.85	259.81	42.479	42.479	42.479	42.479	140.00	3.557E+09
1CR23	271.88	259.81	42.958	42.958	42.958	42.958	140.00	3.557E+09
1CR24	273.51	259.81	43.215	43.215	43.215	43.215	140.00	3.557E+09
1CR25	268.00	259.81	42.345	42.345	42.345	42.345	140.00	3.557E+09
1CR26	250.56	259.81	39.589	39.589	39.589	39.589	140.00	3.557E+09
1CR27	262.18	259.81	41.425	41.425	41.425	41.425	140.00	3.557E+09
1CR28	417.03	284.94	52.134	52.134	52.134	52.134	140.00	5.296E+09
1CR29	769.90	614.60	78.325	78.325	78.325	78.325	140.00	7.490E+09
1CR30	384.62	270.24	48.082	48.082	48.082	48.082	140.00	5.296E+09
1CR31	255.03	259.81	40.296	40.296	40.296	40.296	140.00	3.557E+09
1CR32	258.10	259.81	40.781	40.781	40.781	40.781	140.00	3.557E+09
1CR33	261.21	259.81	41.273	41.273	41.273	41.273	140.00	3.557E+09
1CR34	271.29	259.81	42.864	42.864	42.864	42.864	140.00	3.557E+09
1CR35	273.06	259.81	43.145	43.145	43.145	43.145	140.00	3.557E+09
1CR36	183.66	238.79	29.019	29.019	29.019	29.019	140.00	3.557E+09
1CR37	401.58	316.55	72.308	72.308	72.308	72.308	140.00	2.844E+09

1) 상부 플랜지 이음 검토

▪ 상부 플랜지 이음 제원 (단위:㎜)

구 분	t_u	t_w	L	L_1	A	A_1	A_2	A_3
1CR01	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR02	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR03	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR04	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR05	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR06	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR07	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR08	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR09	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR10	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR11	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR12	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR13	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR14	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR15	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR16	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR17	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR18	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR19	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR20	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR21	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR22	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR23	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR24	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR25	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR26	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR27	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR28	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR29	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR30	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR31	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR32	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR33	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR34	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR35	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR36	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR37	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0

(1) 상부 플랜지 (압축부)

구 분	이음부의 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)					비 고
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{req}	A_{use}	f_{sa}	f_s	판정	
1CR01	88.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR02	31.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR03	43.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR04	43.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR05	42.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR06	42.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR07	41.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR08	44.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR09	70.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR10	44.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR11	42.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR12	42.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR13	41.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR14	41.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR15	40.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR16	45.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR17	74.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR18	49.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR19	40.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR20	40.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR21	43.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR22	42.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR23	43.0	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR24	43.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR25	42.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR26	39.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR27	41.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR28	52.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR29	78.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR30	48.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR31	40.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR32	40.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR33	41.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR34	42.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR35	43.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR36	29.0	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR37	72.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1CR01	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	12,617.8	64,251.1	O.K
1CR02	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,106.4	63,399.5	O.K
1CR03	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR04	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR05	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR06	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR07	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR08	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR09	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,521.2	63,715.4	O.K
1CR10	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR11	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR12	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR13	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR14	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR15	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR16	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	5,799.9	63,266.4	O.K
1CR17	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,684.0	63,899.5	O.K
1CR18	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,074.8	63,292.2	O.K
1CR19	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR20	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR21	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR22	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR23	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR24	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR25	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR26	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR27	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,353.6	63,319.6	O.K
1CR29	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	11,165.9	63,981.9	O.K
1CR30	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,025.8	63,287.5	O.K
1CR31	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR32	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR33	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR34	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR35	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR36	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,718.9	63,357.3	O.K
1CR37	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,139.3	63,810.7	O.K

(2) 상부 플랜지 (인장부)

구 분	이음부 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)							
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{sn}	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	f_u	판정
1CR01	88.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR02	31.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR03	43.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR04	43.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR05	42.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR06	42.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR07	41.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR08	44.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR09	70.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR10	44.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR11	42.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR12	42.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR13	41.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR14	41.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR15	40.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR16	45.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR17	74.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR18	49.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR19	40.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR20	40.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR21	43.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR22	42.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR23	43.0	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR24	43.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR25	42.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR26	39.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR27	41.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR28	52.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR29	78.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR30	48.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR31	40.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR32	40.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR33	41.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR34	42.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR35	43.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR36	29.0	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR37	72.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1CR01	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	12,617.8	64,251.1	O.K
1CR02	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,106.4	63,399.5	O.K
1CR03	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR04	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR05	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR06	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR07	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR08	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR09	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,521.2	63,715.4	O.K
1CR10	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR11	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR12	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR13	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR14	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR15	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR16	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	5,799.9	63,266.4	O.K
1CR17	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,684.0	63,899.5	O.K
1CR18	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,074.8	63,292.2	O.K
1CR19	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR20	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR21	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR22	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR23	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR24	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR25	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR26	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR27	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,353.6	63,319.6	O.K
1CR29	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	11,165.9	63,981.9	O.K
1CR30	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,025.8	63,287.5	O.K
1CR31	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR32	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR33	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR34	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR35	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR36	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,718.9	63,357.3	O.K
1CR37	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,139.3	63,810.7	O.K

2) 하부 플랜지 이음 검토

▪ 하부 플랜지 이음 제원 (단위:㎜)

구 분	t_l	t_w	L	L_1	A	A_1	A_2	A_3
1CR01	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR02	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR03	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR04	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR05	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR06	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR07	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR08	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR09	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR10	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR11	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR12	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR13	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR14	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR15	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR16	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR17	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR18	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR19	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR20	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR21	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR22	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR23	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR24	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR25	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR26	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR27	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR28	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR29	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR30	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR31	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR32	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR33	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR34	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR35	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR36	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0
1CR37	12.0	12.0	300.0	124.0	505.0	2 @ 85 = 170.0	40.0	85.0

(1) 하부 플랜지 (압축부)

구 분	이음부의 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)					비 고
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{req}	A_{use}	f_{sa}	f_s	판정	
1CR01	88.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR02	31.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR03	43.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR04	43.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR05	42.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR06	42.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR07	41.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR08	44.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR09	70.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR10	44.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR11	42.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR12	42.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR13	41.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR14	41.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR15	40.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR16	45.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR17	74.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR18	49.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR19	40.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR20	40.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR21	43.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR22	42.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR23	43.0	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR24	43.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR25	42.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR26	39.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR27	41.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR28	52.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR29	78.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR30	48.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR31	40.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR32	40.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR33	41.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR34	42.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR35	43.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR36	29.0	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR37	72.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1CR01	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	12,617.8	64,251.1	O.K
1CR02	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,106.4	63,399.5	O.K
1CR03	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR04	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR05	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR06	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR07	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR08	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR09	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,521.2	63,715.4	O.K
1CR10	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR11	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR12	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR13	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR14	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR15	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR16	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	5,799.9	63,266.4	O.K
1CR17	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,684.0	63,899.5	O.K
1CR18	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,074.8	63,292.2	O.K
1CR19	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR20	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR21	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR22	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR23	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR24	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR25	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR26	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR27	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,353.6	63,319.6	O.K
1CR29	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	11,165.9	63,981.9	O.K
1CR30	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,025.8	63,287.5	O.K
1CR31	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR32	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR33	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR34	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR35	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR36	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,718.9	63,357.3	O.K
1CR37	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,139.3	63,810.7	O.K

(2) 하부 플랜지 (인장부)

구 분	이음부 설계응력 (MPa)			이음판 응력검토 (MPa)							
	f_s	$f_{s(min)}$	f_s'	A_{sn}	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	f_l	판정
1CR01	88.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR02	31.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR03	43.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR04	43.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR05	42.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR06	42.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR07	41.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR08	44.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR09	70.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR10	44.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR11	42.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR12	42.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR13	41.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR14	41.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR15	40.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR16	45.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR17	74.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR18	49.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR19	40.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR20	40.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR21	43.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR22	42.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR23	43.0	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR24	43.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR25	42.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR26	39.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR27	41.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR28	52.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR29	78.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR30	48.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR31	40.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR32	40.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR33	41.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR34	42.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR35	43.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR36	29.0	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR37	72.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K

구 분	BOLT 응력검토 (N/ea)										
	Q	p	n	n_{req}	n_t	판정	ρ_{sa}	ρ_p	ρ_h	ρ	판정
1CR01	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	12,617.8	64,251.1	O.K
1CR02	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,106.4	63,399.5	O.K
1CR03	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR04	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR05	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR06	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR07	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR08	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR09	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,521.2	63,715.4	O.K
1CR10	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR11	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR12	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR13	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR14	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR15	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR16	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	5,799.9	63,266.4	O.K
1CR17	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,684.0	63,899.5	O.K
1CR18	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,074.8	63,292.2	O.K
1CR19	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR20	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR21	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR22	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR23	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR24	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR25	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR26	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR27	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,353.6	63,319.6	O.K
1CR29	2.722E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	11,165.9	63,981.9	O.K
1CR30	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,025.8	63,287.5	O.K
1CR31	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR32	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR33	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR34	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR35	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,310.3	63,422.7	O.K
1CR36	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,718.9	63,357.3	O.K
1CR37	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,139.3	63,810.7	O.K

3) WEB 연결부 검토

▪ WEB 이음 제원

구 분	h_w (mm)	t_w (mm)	t_{ws} (mm)	h_o (mm)	I_w (mm^4)	y_s (mm)	I_s (mm^4)	f_{sa} (MPa)	f_w (MPa)	판정
1CR01	1,000.0	12.0	12.0	500.0	1.00E+09	440.0	1.36E+09	140.0	55.6	O.K
1CR02	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	19.5	O.K
1CR03	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.9	O.K
1CR04	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.0	O.K
1CR05	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.5	O.K
1CR06	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.3	O.K
1CR07	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	25.8	O.K
1CR08	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.6	O.K
1CR09	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	43.7	O.K
1CR10	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.7	O.K
1CR11	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.0	O.K
1CR12	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.1	O.K
1CR13	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	25.8	O.K
1CR14	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	25.5	O.K
1CR15	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	24.9	O.K
1CR16	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	27.3	O.K
1CR17	1,500.0	12.0	12.0	750.0	3.38E+09	690.0	5.26E+09	140.0	43.3	O.K
1CR18	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	29.7	O.K
1CR19	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	25.2	O.K
1CR20	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	24.7	O.K
1CR21	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.9	O.K
1CR22	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.2	O.K
1CR23	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.5	O.K
1CR24	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.6	O.K
1CR25	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.1	O.K
1CR26	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	24.4	O.K
1CR27	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	25.5	O.K
1CR28	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	31.1	O.K
1CR29	1,500.0	12.0	12.0	750.0	3.38E+09	690.0	5.26E+09	140.0	45.5	O.K
1CR30	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	28.7	O.K
1CR31	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	24.8	O.K
1CR32	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	25.1	O.K
1CR33	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	25.4	O.K
1CR34	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.4	O.K
1CR35	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.6	O.K
1CR36	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	17.9	O.K
1CR37	1,000.0	12.0	12.0	500.0	1.00E+09	440.0	1.36E+09	140.0	45.6	O.K

구 분	h_1 (mm)	h_2 (mm)	h_3 (mm)	B_1 (mm)	B_2 (mm)	B_3 (mm)	비 고
1CR01	8 @ 100 = 800.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR02	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR03	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR04	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR05	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR06	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR07	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR08	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR09	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR10	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR11	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR12	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR13	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR14	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR15	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR16	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR17	13 @ 100 = 1,300.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR18	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR19	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR20	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR21	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR22	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR23	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR24	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR25	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR26	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR27	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR28	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR29	13 @ 100 = 1,300.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR30	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR31	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR32	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR33	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR34	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR35	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR36	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR37	8 @ 100 = 800.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	

구 분	f_1 (MPa)	f_2 (MPa)	f_3 (MPa)	f_4 (MPa)	ρ_{sa} (N/ea)	제1열 ρ_p (N/ea)	ρ_s (N/ea)	ρ (N/ea)	판정
1CR01	105.0	73.5	52.5	31.5	9.60E+04	8.03E+04	2.19E+04	8.33E+04	O.K
1CR02	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.26E+04	8.26E+04	O.K
1CR03	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR04	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR05	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR06	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR07	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR08	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR09	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.69E+04	8.33E+04	O.K
1CR10	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR11	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR12	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR13	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR14	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR15	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR16	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.08E+04	8.43E+04	O.K
1CR17	105.0	84.0	70.0	56.0	9.60E+04	8.51E+04	2.10E+04	8.76E+04	O.K
1CR18	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.14E+04	8.44E+04	O.K
1CR19	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR20	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR21	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR22	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR23	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR24	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR25	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR26	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR27	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR28	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.19E+04	8.44E+04	O.K
1CR29	105.0	84.0	70.0	56.0	9.60E+04	8.51E+04	2.19E+04	8.78E+04	O.K
1CR30	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.13E+04	8.44E+04	O.K
1CR31	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR32	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR33	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR34	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR35	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR36	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.19E+04	8.25E+04	O.K
1CR37	105.0	73.5	52.5	31.5	9.60E+04	8.03E+04	1.76E+04	8.22E+04	O.K

8. DIAPHRAGM의 설계

8.1 중간 DIAPHRAGM (일반부)　　(절점 67)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

$L \le 50.0m$의 경우 : $L_D < 6.0m$

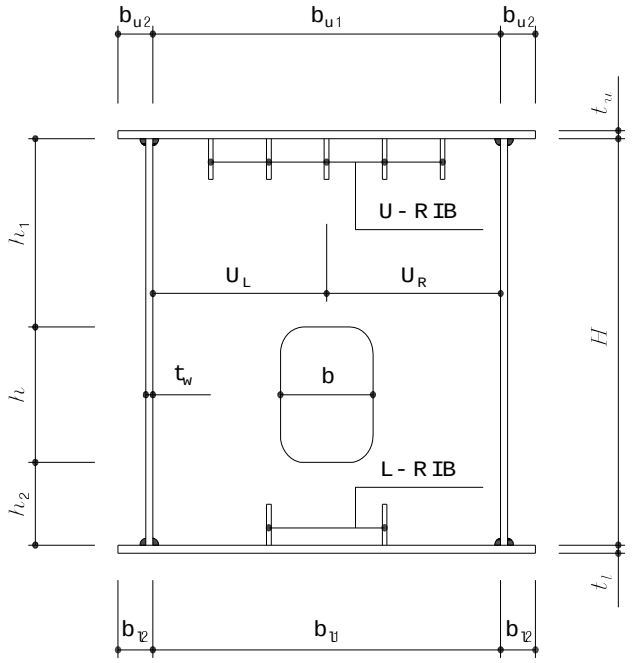
$L > 50.0m$의 경우 : $L_D \le (0.14L - 1.0)m$

단, $L_D \le 20.0m$

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [5.000 m]

L : 교량의 지간길이(m) [39.450 m]

L = 39.450 m ≤ 50.000 m ⇒ L_D = 5.000 m < L_{Dreq} = 6.000 m ····· O.K !!



b_{u1}	=	2,400.0	mm
b_{u2}	=	120.0	mm
b_{uL}	=	0.0	mm
b_{uR}	=	0.0	mm
U_L	=	1,200.0	mm
U_R	=	1,200.0	mm
b_l	=	2,400.0	mm
b_{l2}	=	120.0	mm
b	=	500.0	mm
H	=	2,142.5	mm
h	=	700.0	mm
h_1	=	1,042.5	mm
h_2	=	400.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_L	=	0.000	°

Diaphragm 두께 : t_D = 10.0 mm 강재 탄성계수 : 2.05E+05 MPa　　강재전단탄성계수 : 7.90E+04 MPa

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	X(mm)	$A_s \cdot X(mm^3)$	$A_s \cdot X^2(mm^4)$	$I_{yo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-	-	-	2.147E+10
보강판	0 - 0.0 × 0.0	0.0	-	-	-	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-	-	-	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,142.5 × 12.0	25,709.4	-	-	-	3.085E+05
R - WEB	1 - 2,142.5 × 12.0	25,709.4	-	-	-	3.085E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-	-	-	2.760E+10
합 계		150,598.8	-	-	-	4.909E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(500.0\times700.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 2,142.5\}]} = 0.261$

0.4 ≥ ρ = 0.261 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

F_u = 36,960.0 + 0.0 + 4,200.0 = 4.116E+04 mm^2

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

F_l = 10,500.0 + 47,520.0 = 5.802E+04 mm^2

▪ 복부 1개의 단면적

F_h = 25,709.4 = 2.571E+04 mm^2

▪ 상부플랜지의 복부판 중심간격

B_u = 2,400.0 + 12.0/2 + 12.0/2 = 2,412.0 mm

▪ 하부플랜지의 복부판 중심간격

B_l = 2,400.0 + 12.0/2 + 12.0/2 = 2,412.0 mm

▪ 상부플랜지의 돌출폭

b_1 = 120.0 - 12.0 = 108.0 mm

▪ 하부플랜지의 돌출폭

b_2 = 120.0 - 12.0 = 108.0 mm

▪ 리브를 포함하는 상부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_u = 21,466,368,000.0 + 7,875,000 + 672,000,000 = 2.214624E+10 mm^2

▪ 리브를 포함하는 하부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_l = 27,599,616,000.0 +19,687,500.00(+ ############ = 3.098E+10 mm^2

▪ 변형함수

$\alpha_1 = \{e / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\}\cdot H$

= {28,346,606.7/(28,346,606.7+24,684,475.5}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×2,142.5 = 1.381E+06 mm^2

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\}\cdot H$

= {24,684,475.5/(28,346,606.7+24,684,475.5}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×2,142.5 = 1.203E+06 mm^2

여기서, $e = (I_l / B_l) + \{(B_u+2B_l)\cdot F_h / 12\}$

= (30,979,303,500.0/2,412.0) + {(2,412.0+2×2,412.0)×25,709.4/12} = 2.835E+07 mm^3

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l)\cdot F_h / 12\}$

= (22,146,243,000.0/2,412.0) + {(2×2,412.0+2,412.0)×25,709.4/12} = 2.468E+07 mm^3

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3\cdot\{\alpha_1^2\cdot F_u\cdot(1+2\cdot b_1/B_u)^2+\alpha_2^2\cdot F_l\cdot(1+2\cdot b_2/B_l)^2+2\cdot(\alpha_1^2-\alpha_1\cdot\alpha_2+\alpha_2^2)\cdot F_h\}$

$(1/3)\cdot\{1,381,112.3^2 \times 41,160.0 \times (1 + 2\times108.0 / 2,412.0)^2 +$

$1,202,684.8^2 \times 58,020.0 \times (1 + 2\times108.0 / 2,412.0)^2 + 2 \times (1,381,112.3^2$

$- 1,381,112.3 \times 1,202,684.8 + 1,202,684.8^2) \times 25,709.4\}$ = 9.329E+16 mm^6

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20\cdot E\cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3 = 20\times205,000.0\times93,291,969,462,900,300.0 / 6,000.0^3$ = 1.771E+12 N·mm

▪ Diaphragm의 강도 검토

$K_{use} = 4\cdot G\cdot A\cdot t_D = 4\times79,000.0\times\{(2,400.0+2,400.0)/2\times2,142.5\}\times10.0$ = 1.625E+13 N·mm

∴ K_{use} = 1.625E+13 N·mm ≥ K_{req} = 1.771E+12 N·mm ····· 0.K !!

8.1 중간 DIAPHRAGM (교대부)　　(절점 37)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

$L \le 50.0m$의 경우 : $L_D < 6.0m$

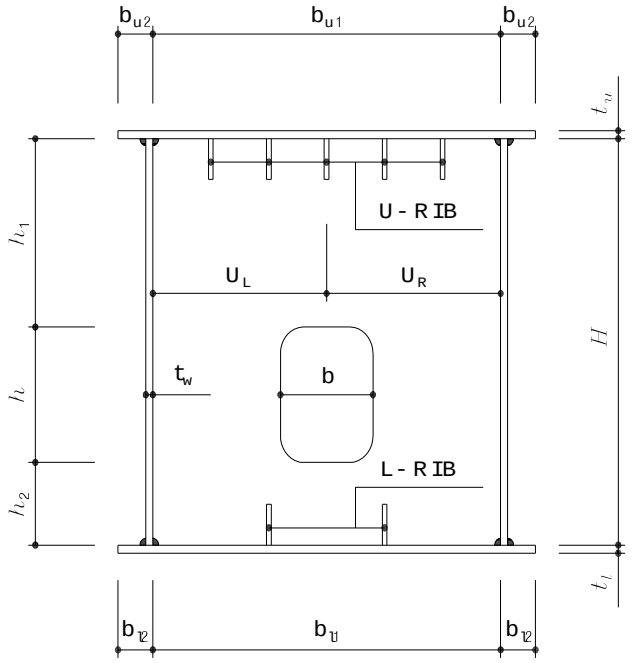
$L > 50.0m$의 경우 : $L_D \le (0.14L - 1.0)m$

단, $L_D \le 20.0m$

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [4.450 m]

L : 교량의 지간길이(m) [39.450 m]

L = 39.450 m ≤ 50.000 m ⇒ L_D = 4.450 m < L_{Dreq} = 6.000 m ····· O.K !!



b_{u1}	=	2,400.0	mm
b_{u2}	=	120.0	mm
b_{uL}	=	0.0	mm
b_{uR}	=	0.0	mm
U_L	=	1,200.0	mm
U_R	=	1,200.0	mm
b_u	=	2,400.0	mm
$b_{\ell 2}$	=	120.0	mm
b	=	500.0	mm
H	=	1,600.0	mm
h	=	700.0	mm
h_1	=	500.0	mm
h_2	=	400.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_L	=	0.000	°

Diaphragm 두께 : t_D = 16.0 mm 강재 탄성계수 : 2.05E+05 MPa 강재전단탄성계수 : 7.90E+04 MPa

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	X(mm)	$A_s \cdot X(mm^3)$	$A_s \cdot X^2(mm^4)$	$I_{yo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-	-	-	1.840E+10
보강판	0 - 0.0 × 0.0	0.0	-	-	-	0.000E+00
UPPER RIB	5 - 150.0 × 12.0	9,000.0	-	-	-	1.688E+07
L - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	2.304E+05
R - WEB	1 - 1,600.0 × 12.0	19,200.0	-	-	-	2.304E+05
LOWER RIB	2 - 150.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	6.750E+06
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-	-	-	1.840E+10
합 계		114,360.0	-	-	-	3.682E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(500.0\times700.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 1,600.0\}]} = 0.302$

0.4 ≥ ρ = 0.302 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

$F_u = 31,680.0 + 0.0 + 9,000.0 = 4.068E+04\ mm^2$

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

$F_l = 3,600.0 + 31,680.0 = 3.528E+04\ mm^2$

▪ 복부 1개의 단면적

$F_h = 19,200.0 = 1.920E+04\ mm^2$

▪ 상부플랜지의 복부판 중심간격

$B_u = 2,400.0 + 12.0/2 + 12.0/2 = 2,412.0\ mm$

▪ 하부플랜지의 복부판 중심간격

$B_l = 2,400.0 + 12.0/2 + 12.0/2 = 2,412.0\ mm$

▪ 상부플랜지의 돌출폭

$b_1 = 120.0 - 12.0 = 108.0\ mm$

▪ 하부플랜지의 돌출폭

$b_2 = 120.0 - 12.0 = 108.0\ mm$

▪ 리브를 포함하는 상부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

$I_u = 18,399,744,000.0 + ########## + ############ = 2.129662E+10\ mm^2$

▪ 리브를 포함하는 하부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

$I_l = 18,399,744,000.0 + 6,750,000.000 + 576,000,000 = 1.898E+10\ mm^2$

▪ 변형함수

$\alpha_1 = \{e / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\}\cdot H$

$= \{19,447,622.4/(19,447,622.4+20,407,044.0\}\times\{(2,412.0+2,412.0)/4\}\times1,600.0 = 9.416E+05\ mm^2$

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\}\cdot H$

$= \{20,407,044.0/(19,447,622.4+20,407,044.0\}\times\{(2,412.0+2,412.0)/4\}\times1,600.0 = 9.880E+05\ mm^2$

여기서, $e = (I_l / B_l) + \{(B_u+2B_l)\cdot F_h / 12\}$

$= (18,982,494,000.0/2,412.0) + \{(2,412.0+2\times2,412.0)\times19,200.0/12\} = 1.945E+07\ mm^3$

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l)\cdot F_h / 12\}$

$= (21,296,619,000.0/2,412.0) + \{(2\times2,412.0+2,412.0)\times19,200.0/12\} = 2.041E+07\ mm^3$

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3\cdot\{\alpha_1^2\cdot F_u\cdot(1+2\cdot b_1/B_u)^2+\alpha_2^2\cdot F_l\cdot(1+2\cdot b_2/B_l)^2+2\cdot(\alpha_1^2-\alpha_1\cdot\alpha_2+\alpha_2^2)\cdot F_h\}$

$(1/3)\cdot\{941,574.4^2 \times 40,680.0 \times (1 + 2\times108.0 / 2,412.0)^2 +$

$988,025.6^2 \times 35,280.0 \times (1 + 2\times108.0 / 2,412.0)^2 + 2 \times (941,574.4^2$

$- 941,574.4 \times 988,025.6 + 988,025.6^2) \times 19,200.0\} = 3.984E+16\ mm^6$

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20\cdot E\cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3 = 20\times205,000.0\times39,835,046,597,631,000.0 / 6,000.0^3 = 7.561E+11\ N\cdot mm$

▪ Diaphragm의 강도 검토

$K_{use} = 4\cdot G\cdot A\cdot t_D = 4\times79,000.0\times\{(2,400.0+2,400.0)/2\times1,600.0\}\times16.0 = 1.942E+13\ N\cdot mm$

∴ K_{use} = 1.942E+13 N·mm ≥ K_{req} = 7.561E+11 N·mm ····· **O.K !!**

8.1 중간 DIAPHRAGM (교각부)　　(절점 29)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

$L \le 50.0m$의 경우 : $L_D < 6.0m$

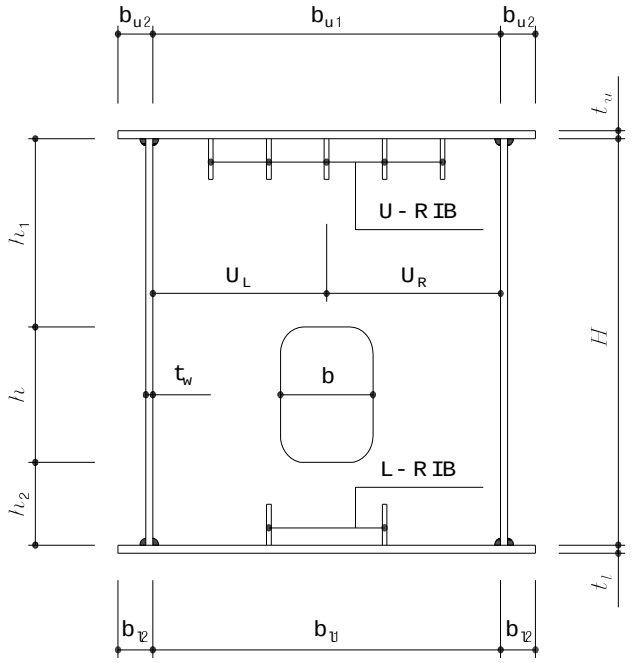
$L > 50.0m$의 경우 : $L_D \le (0.14L - 1.0)m$

단, $L_D \le 20.0m$

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [5.000 m]

L : 교량의 지간길이(m) [39.450 m]

L = 39.450 m ≤ 50.000 m ⇒ L_D = 5.000 m < L_{Dreq} = 6.000 m ····· O.K !!



b_{u1}	=	2,400.0	mm
b_{u2}	=	120.0	mm
b_{uL}	=	0.0	mm
b_{uR}	=	0.0	mm
U_L	=	1,200.0	mm
U_R	=	1,200.0	mm
b_u	=	2,400.0	mm
b_{12}	=	120.0	mm
b	=	500.0	mm
H	=	2,500.0	mm
h	=	700.0	mm
h_1	=	1,300.0	mm
h_2	=	500.0	mm
Θ_L	=	0.000	°
Θ_L	=	0.000	°

Diaphragm 두께 : t_D = 26.0 mm 강재 탄성계수 : 2.05E+05 MPa 강재전단탄성계수 : 7.90E+04 MPa

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	X(mm)	$A_s \cdot X(mm^3)$	$A_s \cdot X^2(mm^4)$	$I_{yo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 14.0	36,960.0	-	-	-	2.147E+10
보강판	0 - 0.0 × 0.0	0.0	-	-	-	0.000E+00
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-	-	-	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	5.717E+05
R - WEB	1 - 2,500.0 × 14.0	35,000.0	-	-	-	5.717E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 18.0	47,520.0	-	-	-	2.760E+10
합 계		169,180.0	-	-	-	4.909E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(500.0\times700.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 2,500.0\}]} = 0.242$

0.4 ≥ ρ = 0.242 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

F_u = 36,960.0 + 0.0 + 4,200.0 = 4.116E+04 mm^2

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

F_l = 10,500.0 + 47,520.0 = 5.802E+04 mm^2

▪ 복부 1개의 단면적

F_h = 35,000.0 = 3.500E+04 mm^2

▪ 상부플랜지의 복부판 중심간격

B_u = 2,400.0 + 14.0/2 + 14.0/2 = 2,414.0 mm

▪ 하부플랜지의 복부판 중심간격

B_l = 2,400.0 + 14.0/2 + 14.0/2 = 2,414.0 mm

▪ 상부플랜지의 돌출폭

b_1 = 120.0 - 14.0 = 106.0 mm

▪ 하부플랜지의 돌출폭

b_2 = 120.0 - 14.0 = 106.0 mm

▪ 리브를 포함하는 상부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_u = 21,466,368,000.0 + 7,875,000 + 672,000,000 = 2.214624E+10 mm^2

▪ 리브를 포함하는 하부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_l = 27,599,616,000.0 +19,687,500.00(+ ############ = 3.098E+10 mm^2

▪ 변형함수

$\alpha_1 = \{e / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\}\cdot H$

= {33,955,682.9/(33,955,682.9+30,296,585.7}×{(2,414.0+2,414.0)/4}×2,500.0 = 1.595E+06 mm^2

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\}\cdot H$

= {30,296,585.7/(33,955,682.9+30,296,585.7}×{(2,414.0+2,414.0)/4}×2,500.0 = 1.423E+06 mm^2

여기서, $e = (I_l / B_l) + \{(B_u+2B_l)\cdot F_h / 12\}$

= (30,979,303,500.0/2,414.0) + {(2,414.0+2×2,414.0)×35,000.0/12} = 3.396E+07 mm^3

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l)\cdot F_h / 12\}$

= (22,146,243,000.0/2,414.0) + {(2×2,414.0+2,414.0)×35,000.0/12} = 3.030E+07 mm^3

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3\cdot\{\alpha_1^2\cdot F_u\cdot(1+2\cdot b_1/B_u)^2+\alpha_2^2\cdot F_l\cdot(1+2\cdot b_2/B_l)^2+2\cdot(\alpha_1^2-\alpha_1\cdot\alpha_2+\alpha_2^2)\cdot F_h\}$

$(1/3)\cdot\{1,594,671.7^2 \times 41,160.0 \times (1 + 2\times106.0 / 2,414.0)^2 +$

$1,422,828.3^2 \times 58,020.0 \times (1 + 2\times106.0 / 2,414.0)^2 + 2 \times (1,594,671.7^2$

$- 1,594,671.7 \times 1,422,828.3 + 1,422,828.3^2) \times 35,000.0\}$ = 1.412E+17 mm^6

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20\cdot E\cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3 = 20\times205,000.0\times141,249,400,827,704,000.0 / 6,000.0^3$ = 2.681E+12 N·mm

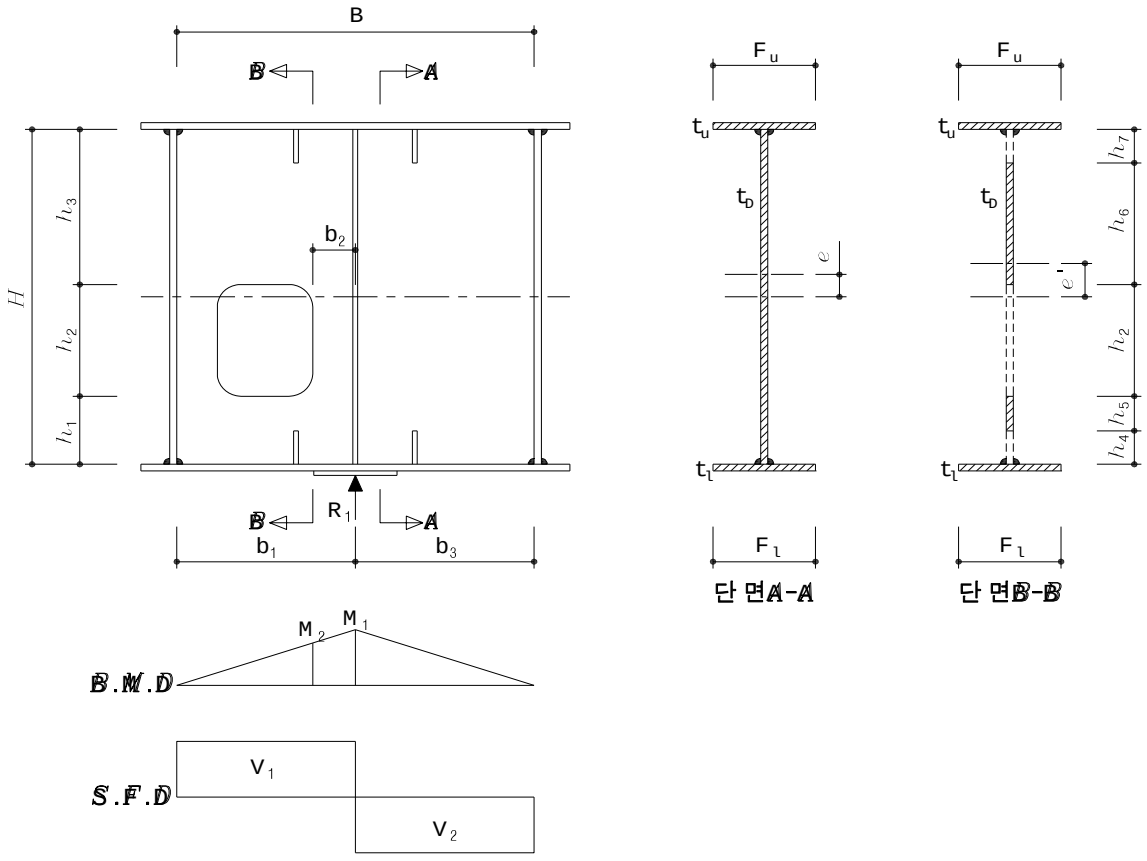
▪ Diaphragm의 강도 검토

$K_{use} = 4\cdot G\cdot A\cdot t_D = 4\times79,000.0\times\{(2,400.0+2,400.0)/2\times2,500.0\}\times26.0$ = 4.930E+13 N·mm

∴ K_{use} = 4.930E+13 N·mm ≥ K_{req} = 2.681E+12 N·mm ····· O.K !!

8.2 지점부 DIAPHRAGM 응력검토

(1) 교대부-1슈 (절점 1)



(단위 : mm)

B	H	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_6	h_7	b_1	b_2	b_3
2,400	1,600	400	700	500	150	250	350	150	1,200	405	1,200

t_u	t_D	t_l	F_u	F_l	R_1(kN)	R_2(kN)	M_1(kN·m)	M_2(kN·m)	V_1(kN)	V_2(kN)
12	16	12	288	288	1,957.961	0.000	1,174.8	778.3	979.0	-979.0

▪ 단면 A-A 응력검토

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 288.0 × 12.0	3,456.0	806.0	2.786E+06	2.245E+09	4.147E+04
Diaphragm	1 - 1,600.0 × 16.0	25,600.0	-	-	-	5.461E+09
LOWER FL.	1 - 288.0 × 12.0	3,456.0	-806.0	-2.786E+06	2.245E+09	4.147E+04
합 계		32,512.0	0.0	0.000E+00	4.490E+09	5.461E+09

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = 0.0 / 32,512.0 = 0.000 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 5,461,416,277.3+4,490,284,032.0-32,512.0×0.0² = 9.952E+09 mm^4

- 응력 계산

f_l = (1,174.777 / 9,951,700,309.3)×(1,600.0/2 + 12.0 + 0.0) = 95.855 MPa

∴ f_l = 95.855 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 979.0 / 25,600.0 = 38.241 MPa

∴ υ = 38.241 MPa ≤ υ_a = 125.000 MPa ····· O.K !!

- 2축 응력상태의 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.5)

f_v = 68.595 MPa 수직응력 [지점부 보강재 검토 참조]

$$\left(\frac{f_v}{f_a}\right)^2 - \left(\frac{f_v}{f_a}\right)\cdot\left(\frac{f_l}{f_a}\right) + \left(\frac{f_l}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2$$

(68.59/215.0)² - (68.59/215.0)×(95.85/215.0) + (95.85/215.0)² + (38.24/125.0)² = 0.252

∴ 2축 응력 = 0.252 ≤ 1.200 ····· O.K !!

▪ 단면 B-B 응력검토

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 288.0 × 12.0	3,456.0	806.0	2.786E+06	2.245E+09	4.147E+04
Diaphragm	1 - 350.0 × 16.0	5,600.0	475.0	2.660E+06	1.264E+09	5.717E+07
Diaphragm	1 - 250.0 × 16.0	4,000.0	-525.0	-2.100E+06	1.103E+09	2.083E+07
LOWER FL.	1 - 288.0 × 12.0	3,456.0	-806.0	-2.786E+06	2.245E+09	4.147E+04
합 계		16,512.0	-50.0	5.600E+05	6.856E+09	7.808E+07

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = 560,000.0 / 16,512.0 = 33.915 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 78,082,944.0+6,856,284,032.0-16,512.0×33.9² = 6.915E+09 mm^4

- 응력 계산

f_l = (778.290 / 6,915,374,727.9)×(1,600.0/2 + 12.0 + 33.9) = 95.203 MPa

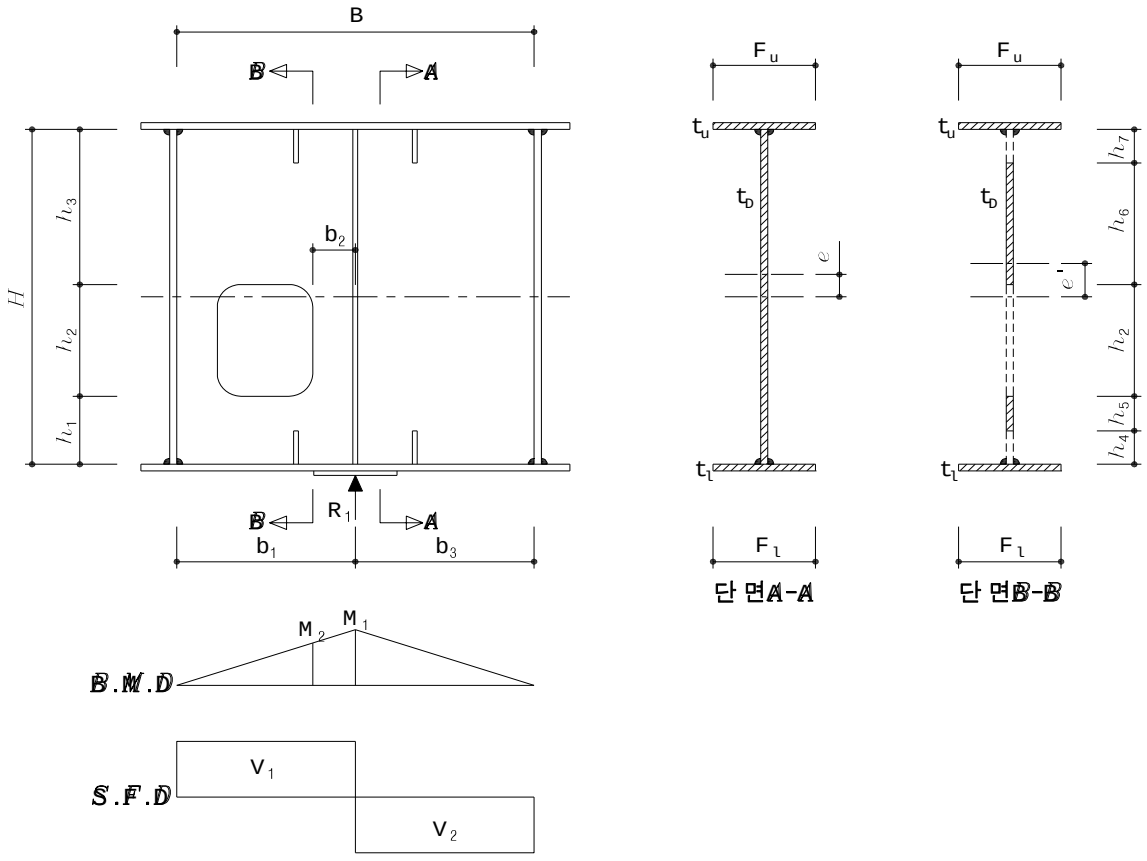
∴ f_l = 95.203 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 978.981 / (5,600.0 + 4,000.0) = 101.977 MPa

∴ υ = 101.977 MPa ≤ υ_a = 125.000 MPa ····· O.K !!

8.2 지점부 DIAPHRAGM 응력검토

(2) 교각부-1슈 (절점 66)



(단위 : mm)

B	H	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_6	h_7	b_1	b_2	b_3
2,400	2,500	500	700	1,300	0	500	1,150	150	1,200	395	1,200

t_u	t_D	t_l	F_u	F_l	R_1(kN)	R_2(kN)	M_1(kN·m)	M_2(kN·m)	V_1(kN)	V_2(kN)
14	26	18	336	432	6,178.490	0.000	3,707.1	2,486.8	3,089.2	-3,089.2

▪ 단면 A-A 응력검토

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 336.0 × 14.0	4,704.0	1,257.0	5.913E+06	7.433E+09	7.683E+04
Diaphragm	1 - 2,500.0 × 26.0	65,000.0	-	-	-	3.385E+10
LOWER FL.	1 - 432.0 × 18.0	7,776.0	-1,259.0	-9.790E+06	1.233E+10	2.100E+05
합 계		77,480.0	-2.0	-3.877E+06	1.976E+10	3.385E+10

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = -3,877,056.0 / 77,480.0 = -50.039 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 33,854,453,450.7+19,758,140,352.0-77,480.0×-50.0² = 5.342E+10 mm^4

- 응력 계산

f_l = (3,707.094 / 53,418,588,082.1)×(2,500.0/2 + 14.0 + -50.0) = 84.245 MPa

∴ f_l = 84.245 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 3,089.2 / 65,000.0 = 47.527 MPa

∴ υ = 47.527 MPa ≤ υ_a = 125.000 MPa ····· O.K !!

- 2축 응력상태의 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.5)

f_v = 157.743 MPa 수직응력 [지점부 보강재 검토 참조]

$$\left(\frac{f_v}{f_a}\right)^2 - \left(\frac{f_v}{f_a}\right)\cdot\left(\frac{f_l}{f_a}\right) + \left(\frac{f_l}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2$$

(157.74/215.0)² - (157.74/215.0)×(84.25/215.0) + (84.25/215.0)² + (47.53/125.0)² = 0.549

∴ 2축 응력 = 0.549 ≤ 1.200 ····· O.K !!

▪ 단면 B-B 응력검토

구 분	규 격	$A_s(mm^2)$	Y(mm)	$A_s \cdot Y(mm^3)$	$A_s \cdot Y^2(mm^4)$	$I_{xo}(mm^4)$
UPPER FL.	1 - 336.0 × 14.0	4,704.0	1,257.0	5.913E+06	7.433E+09	7.683E+04
Diaphragm	1 - 1,150.0 × 26.0	29,900.0	525.0	1.570E+07	8.241E+09	3.295E+09
Diaphragm	1 - 500.0 × 26.0	13,000.0	-1,000.0	-1.300E+07	1.300E+10	2.708E+08
LOWER FL.	1 - 432.0 × 18.0	7,776.0	-1,259.0	-9.790E+06	1.233E+10	2.100E+05
합 계		55,380.0	-477.0	-1.180E+06	4.100E+10	3.566E+09

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = -1,179,556.0 / 55,380.0 = -21.299 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 3,566,349,284.0+40,999,327,852.0-55,380.0×-21.3² = 4.454E+10 mm^4

- 응력 계산

f_l = (2,486.842 / 44,540,553,402.6)×(2,500.0/2 + 14.0 + -21.3) = 69.384 MPa

∴ f_l = 69.384 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 3,089.245 / (29,900.0 + 13,000.0) = 72.010 MPa

∴ υ = 72.010 MPa ≤ υ_a = 125.000 MPa ····· O.K !!

8.3 DIAPHRAGM 간격 및 응력검토

1) 다이아프램의 간격 및 강도 검토

개구율 ρ=√(A'/A)　　A': 개구부 면적 , A : 총면적

구분		다이아프램의 간격 (m)			다이어프램 형식				강 도 K (N·mm)		
		한계간격	적용간격	판정	A'(mm²)	A(mm²)	개구율	판정	필요강도	사용강도	판정
일반부	G1	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	5141879.9	0.26	충복판식	1.771E+14	1.625E+15	O.K
	G2	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	5141884.8	0.26	충복판식	1.771E+14	1.625E+15	O.K
P6	G1	6000.0	4447.4	O.K	350000.0	3840000.0	0.30	충복판식	7.561E+13	1.942E+15	O.K
	G2	6000.0	4398.8	O.K	350000.0	3840000.0	0.30	충복판식	7.561E+13	1.942E+15	O.K
P7	G1	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	4320000.0	0.28	충복판식	1.053E+14	3.549E+15	O.K
	G2	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	4320000.0	0.28	충복판식	1.053E+14	3.549E+15	O.K
P8	G1	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	6000000.0	0.24	충복판식	2.500E+14	4.930E+15	O.K
	G2	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	6000000.0	0.24	충복판식	2.500E+14	4.930E+15	O.K
P9	G1	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	6000000.0	0.24	충복판식	2.681E+14	4.930E+15	O.K
	G2	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	6000000.0	0.24	충복판식	2.681E+14	4.930E+15	O.K
A2	G1	6000.0	4450.0	O.K	350000.0	3840000.0	0.30	충복판식	7.561E+13	1.942E+15	O.K
	G2	6000.0	4450.0	O.K	350000.0	3840000.0	0.30	충복판식	7.561E+13	1.942E+15	O.K

2) 다이아프램의 응력검토

구분		휨 응 력 (MPa)				전 단 응 력 (MPa)				2축 합성응력도		
		단면A-A	단면B-B	허용응력	판정	단면A-A	단면B-B	허용응력	판정	작용	허용	판정
P6	G1	95.9	95.2	215.0	O.K	38.2	102.0	125.0	O.K	0.25	1.2	O.K
	G2	83.6	84.1	215.0	O.K	33.4	89.0	125.0	O.K	0.19	1.2	O.K
P7	G1	103.5	83.0	215.0	O.K	39.9	75.7	125.0	O.K	0.36	1.2	O.K
	G2	118.7	96.4	215.0	O.K	45.8	86.8	125.0	O.K	0.48	1.2	O.K
P8	G1	69.8	62.4	215.0	O.K	35.9	54.5	125.0	O.K	0.32	1.2	O.K
	G2	85.3	71.8	215.0	O.K	43.9	66.6	125.0	O.K	0.47	1.2	O.K
P9	G1	68.8	55.9	215.0	O.K	38.8	58.8	125.0	O.K	0.37	1.2	O.K
	G2	84.2	69.4	215.0	O.K	47.5	72.0	125.0	O.K	0.55	1.2	O.K
A2	G1	77.5	76.9	215.0	O.K	30.9	82.4	125.0	O.K	0.16	1.2	O.K
	G2	72.8	73.2	215.0	O.K	29.0	77.4	125.0	O.K	0.15	1.2	O.K

9. 전단연결재의 설계

9.1 강재와 Half-Deck 콘크리트 (STUD)

1) 합성전 하중에 의한 수평 전단력

(☞ 도.설.해 3.9.5.2)

※ 고려하는 단면의 휨모멘트의 부호에 관계없이 바닥판 콘크리트의 단면을 유효로 하여 전단연결재의 계산을 하는 것으로 한다. (☞ 도.설.해 3.9.5.7)

$$S_{vh} = \frac{V_h \cdot Q_{vch}}{I_{vh}}$$

$$Q_{vch} = \frac{A_{ch}}{n_h} \cdot d_{vh}$$

여기서, S_{vh} = 설계 대상 단면의 Half-Deck과 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V_h = 합성전 하중에 의한 수직전단력 (kN)

Q_{vch} = Half-Deck 콘크리트의 환산단면의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_{ch} = Half-Deck 콘크리트의 단면적 (mm^2)

I_{vh} = 강재와 Half-Deck의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_{vh} = 합성전 단면의 도심에서 Half-Deck 콘크리트 도심까지의 거리 (mm)

※ V_h : 합성전 고정하중(강재+Half-Deck)에 의한 수직전단력, V_d : 잔여 바닥판 하중에 의한 수직 전단력

절점	단면 TYPE	A_{ch}/n_h (mm^2)	d_{vh} (mm)	Q_{vch} (mm^3)	I_{vh} (mm^4)	V_h (kN)	V_d (kN)	V_h+V_d (kN)	S_{v1} (N/mm)
3	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	134.3	154.5	288.7	126.2
4	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	49.2	32.2	81.4	35.6
5	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	43.8	79.9	123.8	54.1
22	12	51,130.0	786.1	4.019E+07	9.210E+10	84.5	99.7	184.2	80.4
23	12	51,130.0	786.1	4.019E+07	9.210E+10	8.8	12.3	21.2	9.2
25	12	51,130.0	786.1	4.019E+07	9.210E+10	209.8	246.6	456.4	199.2
34	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	65.0	40.9	105.9	46.3
35	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	28.0	71.2	99.2	43.3
40	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	137.8	158.7	296.5	129.6
41	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	48.4	32.7	81.1	35.4
42	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	43.0	81.4	124.5	54.4
59	12	51,130.0	786.1	4.019E+07	9.210E+10	82.7	100.1	182.9	79.8
60	12	51,130.0	786.1	4.019E+07	9.210E+10	7.9	12.6	20.5	8.9
62	12	51,130.0	786.1	4.019E+07	9.210E+10	211.2	250.0	461.3	201.3
71	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	63.8	40.1	103.8	45.4
72	3	51,130.0	781.7	3.997E+07	9.148E+10	26.9	73.2	100.1	43.7

2) 합성후 하중에 의한 수평 전단력

(☞ 도.설.해 3.9.5.2)

※ 고려하는 단면의 휨모멘트의 부호에 관계없이 바닥판 콘크리트의 단면을 유효로 하여 전단연결재의 계산을 하는 것으로 한다.

(☞ 도.설.해 3.9.5.7)

$$S_v = \frac{V \cdot Q_{vc}}{I_v}$$

$$Q_{vc} = \frac{A_{ch}}{n_h} \cdot d_{vh} + \frac{A_c}{n} \cdot d_{vc}$$

여기서, S_v = 설계 대상 단면의 Half-Deck과 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V = 합성후 하중에 의한 수직전단력[활하중 포함] (kN)

Q_{vc} = 콘크리트의 환산단면의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = 바닥판 콘크리트의 단면적 (mm^2)

A_{ch} = Half-Deck 콘크리트의 단면적 (mm^2)

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

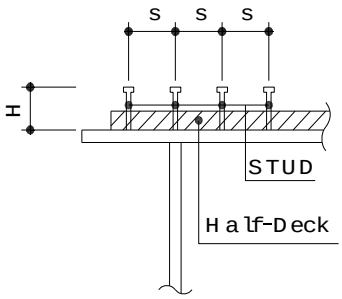
d_{v2c} = 합성단면의 도심에서 바닥판콘크리트 도심까지의 거리 (mm)

d_{v2h} = 합성단면의 도심에서 Half-Deck 콘크리트 도심까지의 거리 (mm)

※ V_d : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력, V_a : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력을 제외한 전단력 (충격계수를 포함한 활하중 포함)

절점	단면 TYPE	A_{ch}/n_h (mm^2)	d_{v2h} (mm)	A_c/n (mm^2)	d_{v2c} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_{v2} (mm^4)	V_{d2} (kN)	V_a (kN)	$V_{d2}+V_a$ (kN)	S_{v2} (N/mm)
3	3	51,130.0	362.6	122,140.0	477.7	7.688E+07	1.443E+11	121.8	465.2	587.0	312.8
4	3	51,130.0	362.6	122,140.0	477.7	7.688E+07	1.443E+11	29.6	399.3	428.9	228.5
5	3	51,130.0	362.6	122,140.0	477.7	7.688E+07	1.443E+11	57.9	422.5	480.4	256.0
22	12	51,130.0	365.9	122,140.0	481.0	7.745E+07	1.455E+11	72.4	455.1	527.6	280.8
23	12	51,130.0	365.9	122,140.0	481.0	7.745E+07	1.455E+11	15.0	396.7	411.7	219.1
25	12	51,130.0	365.9	122,140.0	481.0	7.745E+07	1.455E+11	200.1	508.2	708.4	377.0
34	3	51,130.0	362.6	122,140.0	477.7	7.688E+07	1.443E+11	52.3	362.8	415.1	221.2
35	3	51,130.0	362.6	122,140.0	477.7	7.688E+07	1.443E+11	35.1	464.0	499.1	265.9
40	3	51,130.0	352.6	127,970.0	466.8	7.777E+07	1.455E+11	128.4	465.9	594.3	317.6
41	3	51,130.0	352.6	127,970.0	466.8	7.777E+07	1.455E+11	35.0	396.2	431.2	230.4
42	3	51,130.0	352.6	127,970.0	466.8	7.777E+07	1.455E+11	62.8	418.7	481.6	257.4
59	12	51,130.0	355.9	127,970.0	470.0	7.835E+07	1.468E+11	76.7	449.2	526.0	280.8
60	12	51,130.0	355.9	127,970.0	470.0	7.835E+07	1.468E+11	19.9	393.1	413.0	220.5
62	12	51,130.0	355.9	127,970.0	470.0	7.835E+07	1.468E+11	202.9	500.1	703.1	375.3
71	3	51,130.0	352.6	127,970.0	466.8	7.777E+07	1.455E+11	56.6	354.1	410.7	219.5
72	3	51,130.0	352.6	127,970.0	466.8	7.777E+07	1.455E+11	40.5	468.2	508.6	271.8

3) STUD의 설계



S_{min} = 75.0 mm (s : STUD의 횡방향 최소간격)

d = 25.0 mm (d : STUD의 직경)

n = 8.0 본 (n : STUD의 횡방향 개수)

구 분	H(mm)	D(mm)	h(mm)	비 고
단 부	190.0	128.0	62.0	H : STUD 전체높이 D : Half-Deck의 높이 h : STUD 유효높이
일반부	190.0	128.0	62.0	

▪ STUD의 허용전단력 (☞ 도.설.해 3.9.5.6)

※ 전단연결재의 허용전단력은 다음 식으로 계산하고 바닥판 콘크리트와 강재 주거더의 플랜지 사이의 부착력은 무시한다.

- Half-Deck만 적용시

· 단부

D/d = 128.0 / 25.0 = 5.120 < 5.50

Q_a = 1.74 × dD × √(f_{ck}) = 0.0 N/본 ∵ f_{ck} = 50.0 MPa

$\sum Q_a$ = 0.0 × 8.0 = 0.0 N

여기서, Q_a : 전단연결재의 허용전단력(N)

D : 스터드의 전 높이로서 Half-Deck 콘크리트 타설 높이로 한다. (mm)

d : 스터드의 줄기의 지름으로서 19mm, 22mm, 25mm로 한다. (mm)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도 (MPa)

· 일반부

D/d = 128.0 / 25.0 = 5.120 < 5.50

Q_a = 1.74 × dD × √(f_{ck}) = 39,371.7 N/본

$\sum Q_a$ = 39,371.7 × 8.0 = 314,973.6 N

- Half-Deck과 바닥판의 합성작용시

· 단부

H/d = 190.0 / 25.0 = 7.600 ≥ 5.50

Q_a = 9.50 × d^2 × √(f_{ck}) = 0.0 N/본 ∵ f_{ck} = 27.0 MPa

$\sum Q_a$ = 0.0 × 8.0 = 0.0 N

· 일반부

H/d = 190.0 / 25.0 = 7.600 ≥ 5.50

Q_a = 9.50 × d^2 × √(f_{ck}) = 30,852.2 N/본

$\sum Q_a$ = 30,852.2 × 8.0 = 246,817.2 N

4) 하중조합 및 STUD의 배치

▪ STUD의 배치간격

$d_o = \sum Q_a / S$ (S : 수평전단력)

▪ Half-Deck 작용시

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요간격 d_o	배치간격	비 고
	$S_v(S_{v1})$	S_{sh}	S_{th}	S_v+S_{th}	$S_{sh}+S_{th}$			
3	126.2	0.0	0.0	126.2	0.0	2496.6mm	300.0mm	O.K !!
4	35.6	0.0	0.0	35.6	0.0	8855.7mm	300.0mm	O.K !!
5	54.1	0.0	0.0	54.1	0.0	5824.5mm	300.0mm	O.K !!
22	80.4	0.0	0.0	80.4	0.0	3918.1mm	300.0mm	O.K !!
23	9.2	0.0	0.0	9.2	0.0	34115.0mm	300.0mm	O.K !!
25	199.2	0.0	0.0	199.2	0.0	1581.3mm	300.0mm	O.K !!
34	46.3	0.0	0.0	46.3	0.0	6808.4mm	300.0mm	O.K !!
35	43.3	0.0	0.0	43.3	0.0	7267.6mm	300.0mm	O.K !!
40	129.6	0.0	0.0	129.6	0.0	2431.0mm	300.0mm	O.K !!
41	35.4	0.0	0.0	35.4	0.0	8891.7mm	300.0mm	O.K !!
42	54.4	0.0	0.0	54.4	0.0	5792.1mm	300.0mm	O.K !!
59	79.8	0.0	0.0	79.8	0.0	3946.9mm	300.0mm	O.K !!
60	8.9	0.0	0.0	8.9	0.0	35256.6mm	300.0mm	O.K !!
62	201.3	0.0	0.0	201.3	0.0	1564.6mm	300.0mm	O.K !!
71	45.4	0.0	0.0	45.4	0.0	6941.4mm	300.0mm	O.K !!
72	43.7	0.0	0.0	43.7	0.0	7204.6mm	300.0mm	O.K !!

▪ Half-Deck과 바닥판의 합성작용시

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요간격 d_o	배치간격	비 고
	$S_v(S_{v1}+S_{v2})$	S_s	S_t	S_v+S_t	S_s+S_t			
3	438.9	0.0	0.0	438.9	0.0	562.3mm	300.0mm	O.K !!
4	264.1	0.0	0.0	264.1	0.0	934.6mm	300.0mm	O.K !!
5	310.1	0.0	0.0	310.1	0.0	796.0mm	300.0mm	O.K !!
22	361.2	0.0	0.0	361.2	0.0	683.4mm	300.0mm	O.K !!
23	228.4	0.0	0.0	228.4	0.0	1080.7mm	300.0mm	O.K !!
25	576.2	0.0	0.0	576.2	0.0	428.3mm	300.0mm	O.K !!
34	267.5	0.0	0.0	267.5	0.0	922.8mm	300.0mm	O.K !!
35	309.3	0.0	0.0	309.3	0.0	798.0mm	300.0mm	O.K !!
40	447.2	0.0	0.0	447.2	0.0	551.9mm	300.0mm	O.K !!
41	265.9	0.0	0.0	265.9	0.0	928.3mm	300.0mm	O.K !!
42	311.7	0.0	0.0	311.7	0.0	791.7mm	300.0mm	O.K !!
59	360.6	0.0	0.0	360.6	0.0	684.5mm	300.0mm	O.K !!
60	229.4	0.0	0.0	229.4	0.0	1075.9mm	300.0mm	O.K !!
62	576.6	0.0	0.0	576.6	0.0	428.0mm	300.0mm	O.K !!
71	264.9	0.0	0.0	264.9	0.0	931.9mm	300.0mm	O.K !!
72	315.5	0.0	0.0	315.5	0.0	782.2mm	300.0mm	O.K !!

5) STUD 배치 간격 검토 (☞ 도.설.해 3.9.5.4, 3.9.5.5)

▪ STUD의 최대간격

※ 전단연결재의 최대 간격은 바닥판 콘크리트의 두께의 3배로 하고 600㎜를 넘지 않도록한다.
다만, 연속교의 내부지점부의 경우 높은 인장응력이 발생되는 곳의 전단연결재 설치를 피하기 위해 이 간격을 넓힐 수도 있다.

최대 간격 ⇒ 바닥판 두께의 3배 = 240.0 × 3 = 720.0 ㎜ 또는 600.0 ㎜ ⇒ 600.0 ㎜ 적용

적용 최대 간격 = 300.0 ㎜ ≤ 600.0 ㎜ ····· O.K !!

▪ STUD의 최소간격

- 교축방향 : $5 \cdot d$ = 125.0 ㎜ 또는 100.0 ㎜ ≤ 300.0 ㎜ ····· O.K !!
- 교축직각방향 : $d+30$ = 55.0 ㎜ ≤ 75.0 ㎜ ····· O.K !!
- 최소연단순간격 : 25.0 ㎜ ≤ 40.0 − 12.5 = 27.5 ㎜ ····· O.K !!

6) 전단연결재의 피로설계

(☞ 도.설.해 3.9.5.9)

▪ 수평전단력 범위

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I_v}$$

여기서, S_r = 설계 대상 단면의 Half-Deck과 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V_r = 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)

Q = 정모멘트부 콘크리의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성 단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = 바닥판 콘크리트의 단면적 (mm^2)

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_{vc} = 합성단면의 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지의 거리 (mm)

▪ 허용수평전단력 범위

$Z_r = \beta \cdot d^2$ ⇒ 39.0 × 25.0 ² = 24,375.0 N (DB 하중의 경우)

⇒ 74.0 × 25.0 ² = 46,250.0 N (DL 하중의 경우)

여기서, Z_r : 전단연결재의 허용수평 전단력 범위 (N)

β : 39.0 (하중 반복회수 : DB 하중 = 2,000,000이상)

74.0 (하중 반복회수 : DL 하중 = 500,000.0)

▪ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d_o = \sum Z_r / S_r$

※ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토 (DB하중에 대한 검토)

절점	I_v (mm^4)	Q_{vc} (mm^3)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요간격 d_o	배치간격	비 고	
3	1.443E+11	7.688E+07	7.147E+05	380.8	8.0	1.950E+05	512.0mm	300.0mm	O.K !!	
4	1.443E+11	7.688E+07	7.047E+05	375.5	8.0	1.950E+05	519.3mm	300.0mm	O.K !!	
5	1.443E+11	7.688E+07	7.130E+05	379.9	8.0	1.950E+05	513.3mm	300.0mm	O.K !!	
22	1.455E+11	7.745E+07	7.420E+05	394.9	8.0	1.950E+05	493.8mm	300.0mm	O.K !!	
23	1.455E+11	7.745E+07	7.396E+05	393.6	8.0	1.950E+05	495.4mm	300.0mm	O.K !!	
25	1.455E+11	7.745E+07	7.483E+05	398.3	8.0	1.950E+05	489.6mm	300.0mm	O.K !!	
34	1.443E+11	7.688E+07	7.168E+05	381.9	8.0	1.950E+05	510.5mm	300.0mm	O.K !!	
35	1.443E+11	7.688E+07	7.290E+05	388.4	8.0	1.950E+05	502.0mm	300.0mm	O.K !!	
40	1.455E+11	7.777E+07	7.118E+05	380.4	8.0	1.950E+05	512.6mm	300.0mm	O.K !!	
41	1.455E+11	7.777E+07	6.980E+05	373.0	8.0	1.950E+05	522.7mm	300.0mm	O.K !!	
42	1.455E+11	7.777E+07	7.076E+05	378.1	8.0	1.950E+05	515.7mm	300.0mm	O.K !!	
59	1.468E+11	7.835E+07	7.359E+05	392.8	8.0	1.950E+05	496.4mm	300.0mm	O.K !!	
60	1.468E+11	7.835E+07	7.340E+05	391.8	8.0	1.950E+05	497.7mm	300.0mm	O.K !!	
62	1.468E+11	7.835E+07	7.412E+05	395.7	8.0	1.950E+05	492.8mm	300.0mm	O.K !!	
71	1.455E+11	7.777E+07	7.099E+05	379.4	8.0	1.950E+05	514.0mm	300.0mm	O.K !!	
72	1.455E+11	7.777E+07	7.259E+05	387.9	8.0	1.950E+05	502.7mm	300.0mm	O.K !!	

※ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토 (DL하중에 대한 검토)

절점	I_v (mm^4)	Q_{vc} (mm^3)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비 고	
3	1.443E+11	7.688E+07	6.054E+05	322.6	8.0	3.700E+05	1147.0mm	300.0mm	O.K !!	
4	1.443E+11	7.688E+07	5.861E+05	312.3	8.0	3.700E+05	1184.8mm	300.0mm	O.K !!	
5	1.443E+11	7.688E+07	5.920E+05	315.4	8.0	3.700E+05	1173.0mm	300.0mm	O.K !!	
22	1.455E+11	7.745E+07	6.738E+05	358.6	8.0	3.700E+05	1031.7mm	300.0mm	O.K !!	
23	1.455E+11	7.745E+07	6.638E+05	353.3	8.0	3.700E+05	1047.2mm	300.0mm	O.K !!	
25	1.455E+11	7.745E+07	6.984E+05	371.7	8.0	3.700E+05	995.3mm	300.0mm	O.K !!	
34	1.443E+11	7.688E+07	6.421E+05	342.1	8.0	3.700E+05	1081.4mm	300.0mm	O.K !!	
35	1.443E+11	7.688E+07	6.634E+05	353.5	8.0	3.700E+05	1046.7mm	300.0mm	O.K !!	
40	1.455E+11	7.777E+07	6.041E+05	322.9	8.0	3.700E+05	1146.0mm	300.0mm	O.K !!	
41	1.455E+11	7.777E+07	5.796E+05	309.8	8.0	3.700E+05	1194.4mm	300.0mm	O.K !!	
42	1.455E+11	7.777E+07	5.851E+05	312.7	8.0	3.700E+05	1183.4mm	300.0mm	O.K !!	
59	1.468E+11	7.835E+07	6.649E+05	354.9	8.0	3.700E+05	1042.4mm	300.0mm	O.K !!	
60	1.468E+11	7.835E+07	6.558E+05	350.1	8.0	3.700E+05	1057.0mm	300.0mm	O.K !!	
62	1.468E+11	7.835E+07	6.872E+05	366.9	8.0	3.700E+05	1008.6mm	300.0mm	O.K !!	
71	1.455E+11	7.777E+07	6.343E+05	339.0	8.0	3.700E+05	1091.6mm	300.0mm	O.K !!	
72	1.455E+11	7.777E+07	6.638E+05	354.7	8.0	3.700E+05	1043.0mm	300.0mm	O.K !!	

7) 전단연결재의 극한강도검토

(☞ 도.설.해 3.9.5.10)

▪ 전단연결재의 극한강도

$V_u = 0.4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_c)}$

$= 0.4 \times 25.0^2 \times \sqrt{(27.0 \times 27{,}804.0)}$

$= 216{,}608.5\ N > A_{sc} f_u = \pi/4 \cdot d^2 \cdot f_u = 490.9 \times 410.0 = 201{,}258.3\ N$

여기서, V_u : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, $V_u \le A_{sc} f_u$

d : 전단연결재의 지름 (mm)

f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)

A_{sc} : 전단연결재의 단면적 (mm^2)

f_u : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

▪ 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

※ 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘은 다음 두 식의 값 중 작은 값을 취한다.

$P_1 = A_s \cdot f_y$

$P_2 = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_s$

여기서, A_s : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적(mm^2)

f_y : 사용된 강재의 최소 공칭항복응력(MPa) [325.0 MPa]

f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도(MPa)

b : 슬래브의 유효폭(mm)

t_s : 콘크리트 슬래브의 두께(mm) [240.0 mm]

▪ 최대 부모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

$P_3 = A_r \cdot f^r_y$

여기서, A_r = 내부지점부 유효 슬래브 폭 내에 설치된 종방향 철근의 총단면적(mm^2)

f^r_y = 철근의 최소 항복응력(MPa) [400.0 MPa]

▪ 전단연결재 필요개수

$N_1 = P/(\Phi V_u)$

$N_2 = (P+P_3)/(\Phi V_u)$

여기서, N_1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 개수

P : 슬래브에 작용하는 힘 P_1 또는 P_2중 작은값(N)

Φ : 감소계수 [0.85]

N_2 : 최대 정모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이의 전단연결재 개수

※ 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

위 치 (절점번호)	b (㎜)	A_s ($㎜^2$)	A_r ($㎜^2$)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필 요 개 수		설치 개수	비고
							N_1	N_2		
1 ~ 5	4,500.0	88,080.0	0.0	2.863E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	770	O.K
5 ~ 9	4,500.0	88,080.0	25,785.0	2.863E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	693	O.K
9 ~ 13	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.146E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	715	O.K
13 ~ 17	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.146E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	704	O.K
17 ~ 23	4,500.0	88,680.0	25,785.0	2.882E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	1,089	O.K
23 ~ 29	4,500.0	88,680.0	25,785.0	2.882E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	1,067	O.K
29 ~ 34	4,500.0	88,080.0	25,785.0	2.863E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
34 ~ 37	4,500.0	88,080.0	0.0	2.863E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	572	O.K
38 ~ 41	4,500.0	88,080.0	0.0	2.863E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	583	O.K
41 ~ 46	4,500.0	88,080.0	25,785.0	2.863E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
46 ~ 50	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.146E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	715	O.K
50 ~ 54	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.146E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	704	O.K
54 ~ 60	4,500.0	88,680.0	25,785.0	2.882E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	1,089	O.K
60 ~ 66	4,500.0	88,680.0	25,785.0	2.882E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	1,067	O.K
66 ~ 71	4,500.0	88,080.0	25,785.0	2.863E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
71 ~ 74	4,500.0	88,080.0	0.0	2.863E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	572	O.K

9.2 Half-DECK과 바닥판 콘크리트 (STUD+LATTICE BAR)

※ Lattice bar에 의한 Half-Deck과 바닥판의 연결은 무시하고, STUD에 의한 영향만 고려함. (안전측 설계)

1) 합성후 하중에 의한 수평 전단력

※ 고려하는 단면의 휨모멘트의 부호에 관계없이 바닥판 콘크리트의 단면을 유효로 하여 전단연결재의 계산을 하는 것으로 한다. (☞ 도.설.해 3.9.5.7)

$$S_v = \frac{V \cdot Q_c}{I_v}$$

$$Q_c = \frac{A_c}{n_c} \cdot d_v$$

여기서, S_v = 설계 대상 단면의 Half-DECK과 바닥판 사이의 수평전단력(N/mm)

V = 합성후 하중에 의한 수직전단력 (kN)

Q_c = 바닥판 콘크리트의 환산단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = Half-Deck 상면에서 바닥판 상면까지의 콘크리트의 단면적 (mm^2)

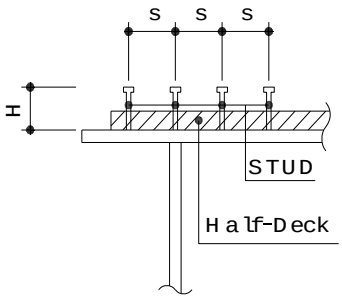
I_v = 합성 단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_v = 2차합성단면의 도심에서 A_c 도심까지의 거리 (mm)

※ V : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력, V_d : 잔여 바닥판 하중에 의한 수직 전단력(충격활하중 포함)

절점	단면 TYPE	A_c/n_c (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_c (mm^3)	I_v (mm^4)	V (kN)	V_d (kN)	$V+V_d$ (kN)	S_{v1} (N/mm)
3	3	122,140.0	477.7	5.834E+07	1.443E+11	121.8	465.2	587.0	237.4
4	3	122,140.0	477.7	5.834E+07	1.443E+11	29.6	399.3	428.9	173.4
5	3	122,140.0	477.7	5.834E+07	1.443E+11	57.9	422.5	480.4	194.3
22	12	122,140.0	481.0	5.875E+07	1.455E+11	72.4	455.1	527.6	213.0
23	12	122,140.0	481.0	5.875E+07	1.455E+11	15.0	396.7	411.7	166.2
25	12	122,140.0	481.0	5.875E+07	1.455E+11	200.1	508.2	708.4	286.0
34	3	122,140.0	477.7	5.834E+07	1.443E+11	52.3	362.8	415.1	167.9
35	3	122,140.0	477.7	5.834E+07	1.443E+11	35.1	464.0	499.1	201.8
40	3	127,970.0	466.8	5.974E+07	1.455E+11	128.4	465.9	594.3	244.0
41	3	127,970.0	466.8	5.974E+07	1.455E+11	35.0	396.2	431.2	177.0
42	3	127,970.0	466.8	5.974E+07	1.455E+11	62.8	418.7	481.6	197.7
59	12	127,970.0	470.0	6.015E+07	1.468E+11	76.7	449.2	526.0	215.6
60	12	127,970.0	470.0	6.015E+07	1.468E+11	19.9	393.1	413.0	169.3
62	12	127,970.0	470.0	6.015E+07	1.468E+11	202.9	500.1	703.1	288.1
71	3	127,970.0	466.8	5.974E+07	1.455E+11	56.6	354.1	410.7	168.6
72	3	127,970.0	466.8	5.974E+07	1.455E+11	40.5	468.2	508.6	208.8

2) STUD의 설계



S_{min} = 75.0 mm (s : STUD의 횡방향 최소간격)

d = 25.0 mm (d : STUD의 직경)

n = 8.0 본 (n : STUD의 횡방향 개수)

구 분	H(mm)	D(mm)	h(mm)	비 고
단 부	190.0	128.0	62.0	H : STUD 전체높이 D : Half-Deck의 높이 h : STUD 유효높이
일반부	190.0	128.0	62.0	

▪ STUD의 허용전단력 (☞ 도.설.해 3.9.5.6)

※ 전단연결재의 허용전단력은 다음 식으로 계산하고 바닥판 콘크리트와 강재 주거더의 플랜지 사이의 부착력은 무시한다.

- Half-Deck만 적용시

· 단부

h/d = 62.0 / 25.0 = 2.480 < 5.50

Q_a = 1.74 × dh × √(f_{ck}) = 0.0 N/본 ∵ f_{ck} = 27.0 MPa

$\sum Q_a$ = 0.0 × 8.0 = 0.0 N

여기서, Q_a : 전단연결재의 허용전단력(N)

H : 스터드의 전 높이로서 150mm 정도를 표준으로 한다. (mm)

d : 스터드의 줄기의 지름으로서 19mm, 22mm, 25mm로 한다. (mm)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도 (MPa)

· 일반부

h/d = 62.0 / 25.0 = 2.480 < 5.50

Q_a = 1.74 × dh × √(f_{ck}) = 14,014.0 N/본

$\sum Q_a$ = 14,014.0 × 8.0 = 112,112.2 N

3) 하중조합 및 STUD의 배치

▪ STUD의 배치간격

$d_o = \sum Q_a / S$ (S : 수평전단력)

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요 간격 d_o	배치 간격	비 고
	$S_v(S_{v1})$	S_s	S_t	S_v+S_{th}	$S_{sh}+S_{th}$			
3	237.4	0.0	0.0	237.4	0.0	472.3mm	300.0mm	O.K !!
4	173.4	0.0	0.0	173.4	0.0	646.5mm	300.0mm	O.K !!
5	194.3	0.0	0.0	194.3	0.0	577.1mm	300.0mm	O.K !!
22	213.0	0.0	0.0	213.0	0.0	526.4mm	300.0mm	O.K !!
23	166.2	0.0	0.0	166.2	0.0	674.5mm	300.0mm	O.K !!
25	286.0	0.0	0.0	286.0	0.0	392.1mm	300.0mm	O.K !!
34	167.9	0.0	0.0	167.9	0.0	667.9mm	300.0mm	O.K !!
35	201.8	0.0	0.0	201.8	0.0	555.5mm	300.0mm	O.K !!
40	244.0	0.0	0.0	244.0	0.0	459.5mm	300.0mm	O.K !!
41	177.0	0.0	0.0	177.0	0.0	633.3mm	300.0mm	O.K !!
42	197.7	0.0	0.0	197.7	0.0	567.1mm	300.0mm	O.K !!
59	215.6	0.0	0.0	215.6	0.0	520.1mm	300.0mm	O.K !!
60	169.3	0.0	0.0	169.3	0.0	662.3mm	300.0mm	O.K !!
62	288.1	0.0	0.0	288.1	0.0	389.1mm	300.0mm	O.K !!
71	168.6	0.0	0.0	168.6	0.0	665.0mm	300.0mm	O.K !!
72	208.8	0.0	0.0	208.8	0.0	536.9mm	300.0mm	O.K !!

4) STUD 배치 간격 검토

(☞ 도.설.해 3.9.5.4, 3.9.5.5)

▪ STUD의 최대간격

※ 전단연결재의 최대 간격은 바닥판 콘크리트의 두께의 3배로 하고 600mm를 넘지 않도록한다.
다만, 연속교의 내부지점부의 경우 높은 인장응력이 발생되는 곳의 전단연결재 설치를 피하기 위해 이 간격을 넓힐 수도 있다.

최대 간격 ⇒ 바닥판 두께의 3배 = 240.0 × 3 = 720.0 mm 또는 600.0 mm ⇒ 600.0 mm 적용

적용 최대 간격 = 300.0 mm ≤ 600.0 mm ····· O.K !!

▪ STUD의 최소간격

- 교축방향 : $5 \cdot d$ = 125.0 mm 또는 100.0 mm ≤ 300.0 mm ····· O.K !!
- 교축직각방향 : $d+30$ = 55.0 mm ≤ 75.0 mm ····· O.K !!
- 최소연단순간격 : 25.0 mm ≤ 40.0 − 12.5 = 27.5 mm ····· O.K !!

5) 전단연결재의 피로설계

(☞ 도.설.해 3.9.5.9)

▪ 수평전단력 범위

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I_v}$$

여기서, S_r = 설계 대상 단면의 Half-Deck과 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V_r = 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)

Q = 정모멘트부 콘크리의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성 단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = 바닥판 콘크리트의 단면적 (mm^2)

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_{vc} = 합성단면의 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지의 거리 (mm)

▪ 허용수평전단력 범위

$Z_r = \beta \cdot d^2$ ⇒ 39.0 × 25.0 ^{2} = 24,375.0 N (DB 하중의 경우)

⇒ 74.0 × 25.0 ^{2} = 46,250.0 N (DL 하중의 경우)

여기서, Z_r : 전단연결재의 허용수평 전단력 범위 (N)

β : 39.0 (하중 반복회수 : DB 하중 = 2,000,000이상)

74.0 (하중 반복회수 : DL 하중 = 500,000.0)

▪ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d_o = \sum Z_r / S_r$

※ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토 (DB하중에 대한 검토)

절점	I_v (mm^4)	Q_c (mm^3)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요간격 d_o	배치간격	비 고
3	1.443E+11	5.834E+07	7.147E+05	289.0	8.0	1.950E+05	674.7mm	300.0mm	O.K !!
4	1.443E+11	5.834E+07	7.047E+05	284.9	8.0	1.950E+05	684.4mm	300.0mm	O.K !!
5	1.443E+11	5.834E+07	7.130E+05	288.3	8.0	1.950E+05	676.4mm	300.0mm	O.K !!
22	1.455E+11	5.875E+07	7.420E+05	299.5	8.0	1.950E+05	651.0mm	300.0mm	O.K !!
23	1.455E+11	5.875E+07	7.396E+05	298.6	8.0	1.950E+05	653.1mm	300.0mm	O.K !!
25	1.455E+11	5.875E+07	7.483E+05	302.1	8.0	1.950E+05	645.5mm	300.0mm	O.K !!
34	1.443E+11	5.834E+07	7.168E+05	289.8	8.0	1.950E+05	672.8mm	300.0mm	O.K !!
35	1.443E+11	5.834E+07	7.290E+05	294.8	8.0	1.950E+05	661.6mm	300.0mm	O.K !!
40	1.455E+11	5.974E+07	7.118E+05	292.2	8.0	1.950E+05	667.4mm	300.0mm	O.K !!
41	1.455E+11	5.974E+07	6.980E+05	286.5	8.0	1.950E+05	680.5mm	300.0mm	O.K !!
42	1.455E+11	5.974E+07	7.076E+05	290.5	8.0	1.950E+05	671.3mm	300.0mm	O.K !!
59	1.468E+11	6.015E+07	7.359E+05	301.6	8.0	1.950E+05	646.6mm	300.0mm	O.K !!
60	1.468E+11	6.015E+07	7.340E+05	300.8	8.0	1.950E+05	648.3mm	300.0mm	O.K !!
62	1.468E+11	6.015E+07	7.412E+05	303.8	8.0	1.950E+05	641.9mm	300.0mm	O.K !!
71	1.455E+11	5.974E+07	7.099E+05	291.4	8.0	1.950E+05	669.1mm	300.0mm	O.K !!
72	1.455E+11	5.974E+07	7.259E+05	298.0	8.0	1.950E+05	654.4mm	300.0mm	O.K !!

※ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토 (DL하중에 대한 검토)

절점	I_v (mm^4)	Q_c (mm^3)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비 고
3	1.443E+11	5.834E+07	6.054E+05	244.8	8.0	3.700E+05	1511.5mm	300.0mm	O.K !!
4	1.443E+11	5.834E+07	5.861E+05	237.0	8.0	3.700E+05	1561.3mm	300.0mm	O.K !!
5	1.443E+11	5.834E+07	5.920E+05	239.4	8.0	3.700E+05	1545.8mm	300.0mm	O.K !!
22	1.455E+11	5.875E+07	6.738E+05	272.0	8.0	3.700E+05	1360.2mm	300.0mm	O.K !!
23	1.455E+11	5.875E+07	6.638E+05	268.0	8.0	3.700E+05	1380.7mm	300.0mm	O.K !!
25	1.455E+11	5.875E+07	6.984E+05	281.9	8.0	3.700E+05	1312.3mm	300.0mm	O.K !!
34	1.443E+11	5.834E+07	6.421E+05	259.6	8.0	3.700E+05	1425.1mm	300.0mm	O.K !!
35	1.443E+11	5.834E+07	6.634E+05	268.2	8.0	3.700E+05	1379.3mm	300.0mm	O.K !!
40	1.455E+11	5.974E+07	6.041E+05	248.0	8.0	3.700E+05	1491.9mm	300.0mm	O.K !!
41	1.455E+11	5.974E+07	5.796E+05	238.0	8.0	3.700E+05	1554.9mm	300.0mm	O.K !!
42	1.455E+11	5.974E+07	5.851E+05	240.2	8.0	3.700E+05	1540.5mm	300.0mm	O.K !!
59	1.468E+11	6.015E+07	6.649E+05	272.5	8.0	3.700E+05	1357.7mm	300.0mm	O.K !!
60	1.468E+11	6.015E+07	6.558E+05	268.8	8.0	3.700E+05	1376.7mm	300.0mm	O.K !!
62	1.468E+11	6.015E+07	6.872E+05	281.7	8.0	3.700E+05	1313.7mm	300.0mm	O.K !!
71	1.455E+11	5.974E+07	6.343E+05	260.4	8.0	3.700E+05	1421.0mm	300.0mm	O.K !!
72	1.455E+11	5.974E+07	6.638E+05	272.5	8.0	3.700E+05	1357.8mm	300.0mm	O.K !!

6) 전단연결재의 극한강도검토

(☞ 도.설.해 3.9.5.10)

▪ 전단연결재의 극한강도

$V_u = 0.4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_c)}$

$= 0.4 \times 25.0^2 \times \sqrt{(27.0 \times 27{,}804.0)}$

$= 216{,}608.5\ N > A_{sc} f_u = \pi/4 \cdot d^2 \cdot f_u = 490.9 \times 410.0 = 201{,}258.3\ N$

여기서, V_u : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, $V_u \le A_{sc} f_u$

d : 전단연결재의 지름 (mm)

f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)

A_{sc} : 전단연결재의 단면적 (mm^2)

f_u : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

▪ 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

※ 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘은 다음 두 식의 값 중 작은 값을 취한다.

$P_1 = A_s \cdot f_y$

$P_2 = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_s$

여기서, A_s : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적(mm^2)

f_y : 사용된 강재의 최소 공칭항복응력(MPa) [355.0 MPa]

f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도(MPa)

b : 슬래브의 유효폭(mm)

t_s : 콘크리트 슬래브의 두께(mm) [240.0 mm]

▪ 최대 부모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

$P_3 = A_r \cdot f^r_y$

여기서, A_r = 내부지점부 유효 슬래브 폭 내에 설치된 종방향 철근의 총단면적(mm^2)

f^r_y = 철근의 최소 항복응력(MPa) [400.0 MPa]

▪ 전단연결재 필요개수

$N_1 = P/(\Phi V_u)$

$N_2 = (P+P_3)/(\Phi V_u)$

여기서, N_1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 개수

P : 슬래브에 작용하는 힘 P_1 또는 P_2중 작은값(N)

Φ : 감소계수 [0.85]

N_2 : 최대 정모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이의 전단연결재 개수

※ 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

위 치 (절점번호)	b (㎜)	A_s ($㎜^2$)	A_r ($㎜^2$)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필 요 개 수		설치 개수	비고
							N_1	N_2		
1 ~ 5	4,500.0	88,080.0	0.0	3.127E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	770	O.K
5 ~ 9	4,500.0	88,080.0	25,785.0	3.127E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	693	O.K
9 ~ 13	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.528E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	715	O.K
13 ~ 17	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.528E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	704	O.K
17 ~ 23	4,500.0	88,680.0	25,785.0	3.148E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	1,089	O.K
23 ~ 29	4,500.0	88,680.0	25,785.0	3.148E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	1,067	O.K
29 ~ 34	4,500.0	88,080.0	25,785.0	3.127E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
34 ~ 37	4,500.0	88,080.0	0.0	3.127E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	572	O.K
38 ~ 41	4,500.0	88,080.0	0.0	3.127E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	583	O.K
41 ~ 46	4,500.0	88,080.0	25,785.0	3.127E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
46 ~ 50	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.528E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	715	O.K
50 ~ 54	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.528E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	704	O.K
54 ~ 60	4,500.0	88,680.0	25,785.0	3.148E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	1,089	O.K
60 ~ 66	4,500.0	88,680.0	25,785.0	3.148E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	1,067	O.K
66 ~ 71	4,500.0	88,080.0	25,785.0	3.127E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
71 ~ 74	4,500.0	88,080.0	0.0	3.127E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	572	O.K

9.3 강재와 바닥판 콘크리트(STUD)

1) 합성후 하중에 의한 수평 전단력

(☞ 도.설.해 3.9.5.2)

※ 고려하는 단면의 휨모멘트의 부호에 관계없이 바닥판 콘크리트의 단면을 유효로 하여 전단연결재의 계산을 하는 것으로 한다. (☞ 도.설.해 3.9.5.7)

$$S_v = \frac{V \cdot Q_{vc}}{I_v}$$

$$Q_{vc} = \frac{A_c}{n} \cdot d_{vc}$$

여기서, S_v = 설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V = 합성후 하중에 의한 수직전단력[활하중 포함] (N)

Q_{vc} = 정모멘트부 콘크리트의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = 바닥판 콘크리트 또는 철근의 단면적 (mm^2)

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_{vc} = 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 또는 철근 도심까지 거리(mm)

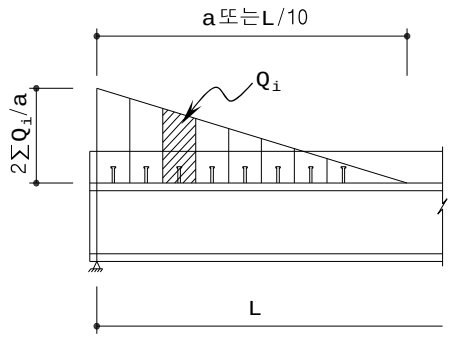
※ V_d : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력, V_A : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력을 제외한 전단력 (충격계수를 포함한 활하중 포함)

절점	단면 TYPE	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_d (kN)	V_a (kN)	V_d+V_a (kN)	S_v (N/mm)
1	1	282,860.0	298.2	8.435E+07	1.478E+11	287.9	688.3	976.2	557.2
2	2	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	212.2	539.4	751.6	361.0
6	2	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	150.7	492.9	643.6	309.1
7	4	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	242.2	559.1	801.3	377.3
8	5	147,130.0	517.0	7.606E+07	1.641E+11	324.9	632.8	957.7	443.9
9	6	134,760.0	533.9	7.195E+07	1.527E+11	380.4	807.9	1,188.3	559.7
10	6	146,960.0	523.4	7.692E+07	1.635E+11	203.9	631.7	835.6	393.2
11	4	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	121.6	537.4	658.9	310.3
12	4	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	31.1	460.7	491.8	231.6
13	4	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	56.4	428.4	484.8	228.2
14	4	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	147.8	498.4	646.2	304.2
15	7	154,290.0	536.4	8.275E+07	1.819E+11	236.4	584.5	820.9	373.5
16	8	148,950.0	655.2	9.760E+07	2.488E+11	315.7	699.6	1,015.3	398.3
17	9	140,060.0	802.8	1.124E+08	3.336E+11	462.2	941.7	1,403.8	473.2
18	8	145,990.0	657.9	9.604E+07	2.447E+11	424.5	761.9	1,186.4	465.6
19	10	151,910.0	531.7	8.077E+07	1.802E+11	346.7	652.1	998.8	447.7
20	5	154,290.0	511.8	7.897E+07	1.703E+11	257.1	563.7	820.8	380.5
21	11	154,290.0	460.2	7.101E+07	1.454E+11	164.8	510.5	675.3	329.8
24	13	154,290.0	452.0	6.974E+07	1.459E+11	107.3	452.1	559.4	267.5
26	14	154,290.0	538.4	8.307E+07	1.816E+11	292.3	573.3	865.6	396.0
27	15	151,900.0	565.8	8.594E+07	1.913E+11	380.9	663.0	1,043.9	469.1
28	16	145,920.0	677.8	9.891E+07	2.596E+11	456.7	772.8	1,229.5	468.4
29	17	139,940.0	822.4	1.151E+08	3.520E+11	489.1	950.3	1,439.4	470.6
30	16	149,030.0	675.3	1.006E+08	2.642E+11	401.1	699.7	1,100.8	419.3
31	15	154,290.0	564.1	8.703E+07	1.937E+11	324.6	582.7	907.2	407.6
32	14	154,290.0	538.4	8.307E+07	1.816E+11	236.8	495.2	731.9	334.9

절점	단면 TYPE	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_d (kN)	V_a (kN)	V_d+V_a (kN)	S_v (N/mm)
33	4	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	144.9	422.4	567.3	267.1
36	2	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	125.6	537.5	663.0	318.5
37	1	282,860.0	298.2	8.435E+07	1.478E+11	197.2	687.4	884.6	504.9
38	1	293,540.0	290.4	8.524E+07	1.489E+11	313.1	678.3	991.5	567.6
39	2	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	224.1	543.8	767.9	371.7
43	2	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	155.1	489.3	644.5	312.0
44	4	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	248.4	555.6	804.0	381.6
45	5	152,370.0	507.4	7.731E+07	1.655E+11	382.1	656.6	1,038.6	485.2
46	6	138,970.0	525.1	7.298E+07	1.539E+11	478.8	821.9	1,300.6	616.6
47	6	152,180.0	513.5	7.815E+07	1.649E+11	261.7	664.6	926.4	439.0
48	4	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	128.1	533.5	661.6	314.0
49	4	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	34.5	458.2	492.7	233.9
50	4	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	62.1	417.5	479.6	227.6
51	4	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	154.8	485.0	639.8	303.7
52	7	160,110.0	525.5	8.414E+07	1.836E+11	250.2	572.6	822.9	377.1
53	8	154,300.0	643.2	9.924E+07	2.510E+11	396.7	758.9	1,155.6	456.8
54	9	144,620.0	790.4	1.143E+08	3.365E+11	607.3	986.9	1,594.2	541.5
55	8	151,080.0	646.2	9.762E+07	2.469E+11	510.7	823.1	1,333.8	527.3
56	10	157,530.0	521.4	8.214E+07	1.818E+11	354.6	638.4	993.0	448.7
57	5	160,110.0	501.7	8.032E+07	1.719E+11	260.2	554.6	814.8	380.8
58	11	160,110.0	450.3	7.210E+07	1.466E+11	168.4	503.0	671.4	330.2
61	13	160,110.0	442.7	7.087E+07	1.470E+11	111.7	446.6	558.3	269.1
63	14	160,110.0	527.9	8.452E+07	1.833E+11	294.9	561.5	856.3	394.9
64	15	157,510.0	554.8	8.738E+07	1.930E+11	401.9	623.5	1,025.4	464.2
65	16	151,010.0	666.2	1.006E+08	2.619E+11	553.6	843.0	1,396.6	536.4
66	17	144,500.0	810.1	1.171E+08	3.550E+11	650.2	1,007.2	1,657.4	546.5
67	16	154,390.0	663.3	1.024E+08	2.667E+11	494.2	764.2	1,258.4	483.3
68	15	160,110.0	552.9	8.852E+07	1.956E+11	348.0	545.4	893.4	404.4
69	14	160,110.0	527.9	8.452E+07	1.833E+11	240.8	484.7	725.5	334.6
70	4	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	148.4	413.2	561.6	266.5
73	2	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	134.7	544.8	679.5	329.0
74	1	293,540.0	290.4	8.524E+07	1.489E+11	227.6	674.3	901.9	516.3

2) 건조수축 및 온도차에 의한 수평전단력

(☞ 도.설.해 3.9.5.3)



주거더 간격 a = 2.200 m (시점부)

L / 10 = 180.270 / 10 = 18.027 m

∴ 전단 분포폭 = 2.200 m (시점부)

주거더 간격 a = 2.200 m (종점부)

L / 10 = 180.270 / 10 = 18.027 m

∴ 전단 분포폭 = 2.200 m (종점부)

※ L을 취하는 방법 : (1) 단순합성거더의 경우 L : 지간

(2) 연속합성거더의 경우 L : 지간의 합계

▪ 건조수축에 의한 전단력(GIRDER 계산 단면 TYPE -1 참조) (시점부)

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0 × (1 + 4.0 / 2) = 21.0

A_s = 114,360.0 mm^2 I_s = 5.587E+10 mm^4

A_c = 1,980,000.0 mm^2 I_c = 3.194E+10 mm^4

d = 1,035.8 mm (강재도심과 Con'c중심간 거리)

$p_2 = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c / n_2$ = 205,000×0.00027×1,980,000/21.0 = 5.219E+06 N

E_s = 205,000.0 MPa (강재의 탄성계수)

ε_s = 0.000270 (콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율)

$$F_2 = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n_2 \cdot A_s} + \frac{A_c \cdot d^2}{I_c + n_2 \cdot I_s}}$$

F_2 = 1 + [1 + {1,980,000/(21×114,360)} + {(1,980,000×1,036²)
/ (31,944,000,000 + 21.0×55,866,171,178)}] = 0.279

$N_{cs} = p_2 \cdot F_2$ = 5,218,714.3 × 0.279 = 1.455E+06 N

$S_s = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 1,454,871.4 / 2.200 = 1,322.6 N/mm

▪ 건조수축에 의한 전단력(GIRDER 계산 단면 TYPE -1 참조) (종점부)

$n_2 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0 × (1 + 4.0 / 2) = 21.0

A_s = 114,360.0 mm^2 I_s = 5.587E+10 mm^4

A_c = 2,054,800.0 mm^2 I_c = 3.315E+10 mm^4

d = 1,035.8 mm (강재도심과 Con'c중심간 거리)

$p_2 = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_c / n_2$ = 205,000×0.00027×2,054,800/21.0 = 5.416E+06 N

E_s = 205,000.0 MPa (강재의 탄성계수)

ε_s = 0.000270 (콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율)

$$F_2 = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n_2 \cdot A_s} + \frac{A_c \cdot d^2}{I_c + n_2 \cdot I_s}}$$

F_2 = 1 + [1 + {2,054,800/(21×114,360)} + {(2,054,800×1,036²)
/ (33,150,773,333 + 21.0×55,866,171,178)}] = 0.272

$N_{cs} = p_2 \cdot F_2$ = 5,415,865.7 × 0.272 = 1.471E+06 N

$S_s = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 1,470,517.5 / 2.200 = 1,336.8 N/mm

▪ 온도차에 의한 전단력 (시점부)

n = 7.0

A_s = 114,360.0 mm^2 I_s = 5.587E+10 mm^4

A_c = 1,980,000.0 mm^2 I_c = 3.194E+10 mm^4

d = 1,035.8 mm (강재도심과 Con'c중심간 거리)

$p_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot A_c / n$ = 205,000×0.000012×10.0×1,980,000/7.0 = 6.958E+06 N

E_s = 205,000.0 MPa (강재의 탄성계수)

α = 0.000012 (강재 및 콘크리트의 선팽창계수)

Δt = 10.0 °C (바닥판 콘크리트와 강재와의 온도차)

$$F_1 = \frac{1}{1+\frac{A_c}{n \cdot A_s}+\frac{A_c \cdot d^2}{I_c + n \cdot I_s}}$$

F_1 = 1 + [1 + {1,980,000/(7×114,360)} + {(1,980,000×1,036²) / (31,944,000,000 + 7.0×55,866,171,178)}] = 0.118

$N_{cs} = p_1 \cdot F_2$ = 6,958,285.7 × 0.118 = 8.191E+05 N

$S_t = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 819,106.0 / 2.200 = 744.6 N/mm

▪ 온도차에 의한 전단력 (종점부)

n = 7.0

A_s = 114,360.0 mm^2 I_s = 5.587E+10 mm^4

A_c = 2,054,800.0 mm^2 I_c = 3.315E+10 mm^4

d = 1,035.8 mm (강재도심과 Con'c중심간 거리)

$p_1 = E_s \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot A_c / n$ = 205,000×0.000012×10.0×2,054,800/7.0 = 7.221E+06 N

E_s = 205,000.0 MPa (강재의 탄성계수)

α = 0.000012 (강재 및 콘크리트의 선팽창계수)

Δt = 10.0 °C (바닥판 콘크리트와 강재와의 온도차)

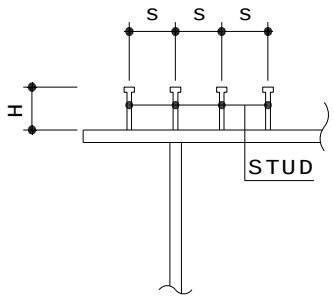
$$F_1 = \frac{1}{1+\frac{A_c}{n \cdot A_s}+\frac{A_c \cdot d^2}{I_c + n \cdot I_s}}$$

F_1 = 1 + [1 + {2,054,800/(7×114,360)} + {(2,054,800×1,036²) / (33,150,773,333 + 7.0×55,866,171,178)}] = 0.114

$N_{cs} = p_1 \cdot F_2$ = 7,221,154.3 × 0.114 = 8.240E+05 N

$S_t = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 824,022.7 / 2.200 = 749.1 N/mm

3) STUD의 설계



$S_{m\ in}$ = 75.0 mm (s : STUD의 횡방향 최소간격)

d = 25.0 mm (d : STUD의 직경)

H = 190.0 mm (H : STUD의 전높이)

n = 11 본 (n : STUD의 횡방향 개수)

▪ STUD의 허용전단력 (☞ 도.설.해 3.9.5.6)

※ 전단연결재의 허용전단력은 다음 식으로 계산하고 바닥판 콘크리트와 강재 주거더의 플랜지 사이의 부착력은 무시한다.

H/d = 190.0 / 25.0 = 7.600 ≥ 5.50

Q_a = 9.50 × d^2 × $\sqrt{(f_{ck})}$ = 30,852.2 N/본 ∵ f_{ck} = 27.0 MPa

$\sum Q_a$ = 30,852.2 × 11.0 = 339,373.7 N

여기서, Q_a : 전단연결재의 허용전단력(N)

H : 스터드의 전 높이로서 150mm 정도를 표준으로 한다. (mm)

d : 스터드의 줄기의 지름으로서 19mm, 22mm, 25mm로 한다. (mm)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도 (MPa)

4) 하중조합 및 STUD의 배치

▪ STUD의 배치간격

$d_o = \sum Q_a / S$ (S : 수평전단력)

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요 간격 d_o	배치 간격	비 고	
	S_v	S_s	S_t	S_v+S_t	S_s+S_t				
1	557.2	1,322.6	744.6	1,301.8	2,067.3	164.2mm	150.0mm	O.K !!	P6
2	361.0	0.0	0.0	361.0	0.0	940.0mm	300.0mm	O.K !!	
6	309.1	0.0	0.0	309.1	0.0	1097.8mm	300.0mm	O.K !!	
7	377.3	0.0	0.0	377.3	0.0	899.5mm	300.0mm	O.K !!	
8	443.9	0.0	0.0	443.9	0.0	764.5mm	300.0mm	O.K !!	
9	559.7	0.0	0.0	559.7	0.0	606.3mm	300.0mm	O.K !!	P7
10	393.2	0.0	0.0	393.2	0.0	863.1mm	300.0mm	O.K !!	
11	310.3	0.0	0.0	310.3	0.0	1093.9mm	300.0mm	O.K !!	
12	231.6	0.0	0.0	231.6	0.0	1465.5mm	300.0mm	O.K !!	
13	228.2	0.0	0.0	228.2	0.0	1486.9mm	300.0mm	O.K !!	
14	304.2	0.0	0.0	304.2	0.0	1115.5mm	300.0mm	O.K !!	
15	373.5	0.0	0.0	373.5	0.0	908.7mm	300.0mm	O.K !!	
16	398.3	0.0	0.0	398.3	0.0	852.0mm	300.0mm	O.K !!	
17	473.2	0.0	0.0	473.2	0.0	717.2mm	300.0mm	O.K !!	P8
18	465.6	0.0	0.0	465.6	0.0	728.9mm	300.0mm	O.K !!	
19	447.7	0.0	0.0	447.7	0.0	758.1mm	300.0mm	O.K !!	
20	380.5	0.0	0.0	380.5	0.0	891.8mm	300.0mm	O.K !!	
21	329.8	0.0	0.0	329.8	0.0	1028.9mm	300.0mm	O.K !!	
24	267.5	0.0	0.0	267.5	0.0	1268.9mm	300.0mm	O.K !!	
26	396.0	0.0	0.0	396.0	0.0	857.0mm	300.0mm	O.K !!	
27	469.1	0.0	0.0	469.1	0.0	723.5mm	300.0mm	O.K !!	
28	468.4	0.0	0.0	468.4	0.0	724.5mm	300.0mm	O.K !!	
29	470.6	0.0	0.0	470.6	0.0	721.1mm	300.0mm	O.K !!	P9
30	419.3	0.0	0.0	419.3	0.0	809.4mm	300.0mm	O.K !!	
31	407.6	0.0	0.0	407.6	0.0	832.7mm	300.0mm	O.K !!	
32	334.9	0.0	0.0	334.9	0.0	1013.5mm	300.0mm	O.K !!	
33	267.1	0.0	0.0	267.1	0.0	1270.5mm	300.0mm	O.K !!	
36	318.5	0.0	0.0	318.5	0.0	1065.6mm	300.0mm	O.K !!	
37	504.9	0.0	0.0	504.9	0.0	672.2mm	150.0mm	O.K !!	A2
38	567.6	0.0	0.0	567.6	0.0	597.9mm	150.0mm	O.K !!	P6
39	371.7	0.0	0.0	371.7	0.0	912.9mm	300.0mm	O.K !!	
43	312.0	0.0	0.0	312.0	0.0	1087.7mm	300.0mm	O.K !!	
44	381.6	0.0	0.0	381.6	0.0	889.4mm	300.0mm	O.K !!	
45	485.2	0.0	0.0	485.2	0.0	699.5mm	300.0mm	O.K !!	
46	616.6	0.0	0.0	616.6	0.0	550.4mm	300.0mm	O.K !!	P7
47	439.0	0.0	0.0	439.0	0.0	773.0mm	300.0mm	O.K !!	
48	314.0	0.0	0.0	314.0	0.0	1080.8mm	300.0mm	O.K !!	
49	233.9	0.0	0.0	233.9	0.0	1451.2mm	300.0mm	O.K !!	

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요 간격 d_o	배치 간격	비 고	
	S_v	S_s	S_t	S_v+S_t	S_s+S_t				
50	227.6	0.0	0.0	227.6	0.0	1491.0mm	300.0mm	O.K !!	
51	303.7	0.0	0.0	303.7	0.0	1117.6mm	300.0mm	O.K !!	
52	377.1	0.0	0.0	377.1	0.0	899.8mm	300.0mm	O.K !!	
53	456.8	0.0	0.0	456.8	0.0	742.9mm	300.0mm	O.K !!	
54	541.5	0.0	0.0	541.5	0.0	626.7mm	300.0mm	O.K !!	P8
55	527.3	0.0	0.0	527.3	0.0	643.6mm	300.0mm	O.K !!	
56	448.7	0.0	0.0	448.7	0.0	756.4mm	300.0mm	O.K !!	
57	380.8	0.0	0.0	380.8	0.0	891.2mm	300.0mm	O.K !!	
58	330.2	0.0	0.0	330.2	0.0	1027.8mm	300.0mm	O.K !!	
61	269.1	0.0	0.0	269.1	0.0	1261.3mm	300.0mm	O.K !!	
63	394.9	0.0	0.0	394.9	0.0	859.3mm	300.0mm	O.K !!	
64	464.2	0.0	0.0	464.2	0.0	731.1mm	300.0mm	O.K !!	
65	536.4	0.0	0.0	536.4	0.0	632.7mm	300.0mm	O.K !!	
66	546.5	0.0	0.0	546.5	0.0	621.0mm	300.0mm	O.K !!	P9
67	483.3	0.0	0.0	483.3	0.0	702.2mm	300.0mm	O.K !!	
68	404.4	0.0	0.0	404.4	0.0	839.3mm	300.0mm	O.K !!	
69	334.6	0.0	0.0	334.6	0.0	1014.3mm	300.0mm	O.K !!	
70	266.5	0.0	0.0	266.5	0.0	1273.3mm	300.0mm	O.K !!	
73	329.0	0.0	0.0	329.0	0.0	1031.7mm	300.0mm	O.K !!	
74	516.3	1,336.8	749.1	1,265.5	2,085.9	162.7mm	150.0mm	O.K !!	A2

5) STUD 배치 간격 검토

(☞ 도.설.해 3.9.5.4, 3.9.5.5)

▪ STUD의 최대간격

※ 전단연결재의 최대 간격은 바닥판 콘크리트의 두께의 3배로 하고 600mm를 넘지 않도록한다.
다만, 연속교의 내부지점부의 경우 높은 인장응력이 발생되는 곳의 전단연결재 설치를 피하기 위해 이 간격을 넓힐 수도 있다.

최대 간격 ⇒ 바닥판 두께의 3배 = 440.0 × 3 = 1,320.0 mm 또는 600.0 mm ⇒ 600.0 mm 적용

적용 최대 간격 = 300.0 mm ≤ 600.0 mm ····· O.K !!

▪ STUD의 최소간격

- 교축방향 : 5 · d = 125.0 mm 또는 100.0 mm ≤ 150.0 mm ····· O.K !!
- 교축직각방향 : d+30 = 55.0 mm ≤ 75.0 mm ····· O.K !!
- 최소연단순간격 : 25.0 mm ≤ 135.0 − 12.5 = 122.5 mm ····· O.K !!

6) 전단연결재의 피로설계

(☞ 도.설.해 3.9.5.9)

▪ 수평전단력 범위

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I_v}$$

여기서, S_r = 설계 대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

V_r = 합성후 하중에 의한 수직전단력[활하중 포함] (N)

Q = 정모멘트부 콘크리트의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (mm^3)

A_c = 바닥판 콘크리트의 단면적 (mm^2)

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

d_{vc} = 합성단면의 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지의 거리 (mm)

▪ 허용수평전단력 범위

$Z_r = \beta \cdot d^2$ ⇒ 39.0 × 25.0 ² = 24,375.0 N (DB 하중의 경우)

⇒ 74.0 × 25.0 ² = 46,250.0 N (DL 하중의 경우)

여기서, Z_r : 전단연결재의 허용수평 전단력 범위 (N)

β : 39.0 (하중 반복회수 : DB 하중 = 2,000,000이상)

74.0 (하중 반복회수 : DL 하중 = 500,000.0)

▪ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d_o = \sum Z_r / S_r$

※ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토 (DB하중에 대한 검토)

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요간격 d_o	배치간격	비고
1	282,860.0	298.2	8.435E+07	1.478E+11	6.981E+05	398.4	11	2.681E+05	673.0mm	150.0mm	O.K
2	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	6.556E+05	314.9	11	2.681E+05	851.4mm	300.0mm	O.K
6	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	7.281E+05	349.8	11	2.681E+05	766.6mm	300.0mm	O.K
7	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.405E+05	348.7	11	2.681E+05	769.0mm	300.0mm	O.K
8	147,130.0	517.0	7.606E+07	1.641E+11	7.198E+05	333.6	11	2.681E+05	803.6mm	300.0mm	O.K
9	134,760.0	533.9	7.195E+07	1.527E+11	1.404E+06	661.1	11	2.681E+05	405.6mm	300.0mm	O.K
10	146,960.0	523.4	7.692E+07	1.635E+11	7.208E+05	339.2	11	2.681E+05	790.5mm	300.0mm	O.K
11	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.411E+05	348.9	11	2.681E+05	768.4mm	300.0mm	O.K
12	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.280E+05	342.8	11	2.681E+05	782.2mm	300.0mm	O.K
13	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.055E+05	332.2	11	2.681E+05	807.2mm	300.0mm	O.K
14	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.135E+05	335.9	11	2.681E+05	798.2mm	300.0mm	O.K
15	154,290.0	536.4	8.275E+07	1.819E+11	7.249E+05	329.8	11	2.681E+05	813.0mm	300.0mm	O.K
16	148,950.0	655.2	9.760E+07	2.488E+11	7.167E+05	281.2	11	2.681E+05	953.6mm	300.0mm	O.K
17	140,060.0	802.8	1.124E+08	3.336E+11	1.415E+06	476.8	11	2.681E+05	562.3mm	300.0mm	O.K
18	145,990.0	657.9	9.604E+07	2.447E+11	7.573E+05	297.2	11	2.681E+05	902.1mm	300.0mm	O.K
19	151,910.0	531.7	8.077E+07	1.802E+11	7.712E+05	345.7	11	2.681E+05	775.7mm	300.0mm	O.K
20	154,290.0	511.8	7.897E+07	1.703E+11	7.643E+05	354.3	11	2.681E+05	756.7mm	300.0mm	O.K
21	154,290.0	460.2	7.101E+07	1.454E+11	7.513E+05	367.0	11	2.681E+05	730.6mm	300.0mm	O.K
24	154,290.0	452.0	6.974E+07	1.459E+11	7.408E+05	354.2	11	2.681E+05	757.0mm	300.0mm	O.K
26	154,290.0	538.4	8.307E+07	1.816E+11	7.597E+05	347.6	11	2.681E+05	771.4mm	300.0mm	O.K
27	151,900.0	565.8	8.594E+07	1.913E+11	7.662E+05	344.3	11	2.681E+05	778.7mm	300.0mm	O.K
28	145,920.0	677.8	9.891E+07	2.596E+11	7.555E+05	287.9	11	2.681E+05	931.4mm	300.0mm	O.K
29	139,940.0	822.4	1.151E+08	3.520E+11	1.424E+06	465.5	11	2.681E+05	576.0mm	300.0mm	O.K

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비고
30	149,030.0	675.3	1.006E+08	2.642E+11	7.283E+05	277.4	11	2.681E+05	966.6mm	300.0mm	O.K
31	154,290.0	564.1	8.703E+07	1.937E+11	7.311E+05	328.4	11	2.681E+05	816.4mm	300.0mm	O.K
32	154,290.0	538.4	8.307E+07	1.816E+11	7.189E+05	328.9	11	2.681E+05	815.2mm	300.0mm	O.K
33	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.104E+05	334.5	11	2.681E+05	801.6mm	300.0mm	O.K
36	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	6.695E+05	321.6	11	2.681E+05	833.8mm	300.0mm	O.K
37	282,860.0	298.2	8.435E+07	1.478E+11	7.529E+05	429.7	11	2.681E+05	624.0mm	150.0mm	O.K
38	293,540.0	290.4	8.524E+07	1.489E+11	6.865E+05	393.0	11	2.681E+05	682.2mm	150.0mm	O.K
39	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	6.582E+05	318.6	11	2.681E+05	841.5mm	300.0mm	O.K
43	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	7.245E+05	350.7	11	2.681E+05	764.4mm	300.0mm	O.K
44	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.358E+05	349.2	11	2.681E+05	767.7mm	300.0mm	O.K
45	152,370.0	507.4	7.731E+07	1.655E+11	7.162E+05	334.6	11	2.681E+05	801.4mm	300.0mm	O.K
46	138,970.0	525.1	7.298E+07	1.539E+11	1.403E+06	665.1	11	2.681E+05	403.1mm	300.0mm	O.K
47	152,180.0	513.5	7.815E+07	1.649E+11	7.165E+05	339.6	11	2.681E+05	789.6mm	300.0mm	O.K
48	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.358E+05	349.2	11	2.681E+05	767.8mm	300.0mm	O.K
49	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.239E+05	343.6	11	2.681E+05	780.4mm	300.0mm	O.K
50	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.027E+05	333.5	11	2.681E+05	803.9mm	300.0mm	O.K
51	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.074E+05	335.7	11	2.681E+05	798.6mm	300.0mm	O.K
52	160,110.0	525.5	8.414E+07	1.836E+11	7.157E+05	328.0	11	2.681E+05	817.4mm	300.0mm	O.K
53	154,300.0	643.2	9.924E+07	2.510E+11	7.109E+05	281.0	11	2.681E+05	954.1mm	300.0mm	O.K
54	144,620.0	790.4	1.143E+08	3.365E+11	1.426E+06	484.4	11	2.681E+05	553.5mm	300.0mm	O.K
55	151,080.0	646.2	9.762E+07	2.469E+11	7.524E+05	297.5	11	2.681E+05	901.3mm	300.0mm	O.K
56	157,530.0	521.4	8.214E+07	1.818E+11	7.621E+05	344.3	11	2.681E+05	778.7mm	300.0mm	O.K
57	160,110.0	501.7	8.032E+07	1.719E+11	7.594E+05	354.9	11	2.681E+05	755.5mm	300.0mm	O.K
58	160,110.0	450.3	7.210E+07	1.466E+11	7.460E+05	366.9	11	2.681E+05	730.8mm	300.0mm	O.K
61	160,110.0	442.7	7.087E+07	1.470E+11	7.355E+05	354.5	11	2.681E+05	756.4mm	300.0mm	O.K
63	160,110.0	527.9	8.452E+07	1.833E+11	7.546E+05	348.0	11	2.681E+05	770.4mm	300.0mm	O.K
64	157,510.0	554.8	8.738E+07	1.930E+11	7.570E+05	342.7	11	2.681E+05	782.4mm	300.0mm	O.K
65	151,010.0	666.2	1.006E+08	2.619E+11	7.505E+05	288.3	11	2.681E+05	930.1mm	300.0mm	O.K
66	144,500.0	810.1	1.171E+08	3.550E+11	1.438E+06	474.1	11	2.681E+05	565.6mm	300.0mm	O.K
67	154,390.0	663.3	1.024E+08	2.667E+11	7.157E+05	274.9	11	2.681E+05	975.5mm	300.0mm	O.K
68	160,110.0	552.9	8.852E+07	1.956E+11	7.232E+05	327.3	11	2.681E+05	819.1mm	300.0mm	O.K
69	160,110.0	527.9	8.452E+07	1.833E+11	7.144E+05	329.5	11	2.681E+05	813.8mm	300.0mm	O.K
70	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.044E+05	334.3	11	2.681E+05	802.0mm	300.0mm	O.K
73	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	6.737E+05	326.1	11	2.681E+05	822.1mm	300.0mm	O.K
74	293,540.0	290.4	8.524E+07	1.489E+11	7.272E+05	416.4	11	2.681E+05	644.0mm	150.0mm	O.K

※ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토 (DL하중에 대한 검토)

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	ΣZ_r (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비고
1	282,860.0	298.2	8.435E+07	1.478E+11	6.664E+05	380.3	11	5.088E+05	1337.6mm	150.0mm	O.K
2	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	6.158E+05	295.8	11	5.088E+05	1719.8mm	300.0mm	O.K
6	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	6.194E+05	297.5	11	5.088E+05	1709.8mm	300.0mm	O.K
7	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	6.635E+05	312.4	11	5.088E+05	1628.6mm	300.0mm	O.K
8	147,130.0	517.0	7.606E+07	1.641E+11	7.210E+05	334.2	11	5.088E+05	1522.3mm	300.0mm	O.K
9	134,760.0	533.9	7.195E+07	1.527E+11	1.518E+06	714.8	11	5.088E+05	711.7mm	300.0mm	O.K
10	146,960.0	523.4	7.692E+07	1.635E+11	8.218E+05	386.7	11	5.088E+05	1315.5mm	300.0mm	O.K
11	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.715E+05	363.2	11	5.088E+05	1400.6mm	300.0mm	O.K
12	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.366E+05	346.8	11	5.088E+05	1466.9mm	300.0mm	O.K
13	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.177E+05	337.9	11	5.088E+05	1505.5mm	300.0mm	O.K
14	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	7.307E+05	344.0	11	5.088E+05	1478.8mm	300.0mm	O.K
15	154,290.0	536.4	8.275E+07	1.819E+11	7.643E+05	347.7	11	5.088E+05	1463.1mm	300.0mm	O.K
16	148,950.0	655.2	9.760E+07	2.488E+11	8.192E+05	321.4	11	5.088E+05	1582.9mm	300.0mm	O.K
17	140,060.0	802.8	1.124E+08	3.336E+11	1.685E+06	567.8	11	5.088E+05	896.0mm	300.0mm	O.K
18	145,990.0	657.9	9.604E+07	2.447E+11	8.605E+05	337.7	11	5.088E+05	1506.6mm	300.0mm	O.K
19	151,910.0	531.7	8.077E+07	1.802E+11	7.970E+05	357.2	11	5.088E+05	1424.2mm	300.0mm	O.K
20	154,290.0	511.8	7.897E+07	1.703E+11	7.432E+05	344.5	11	5.088E+05	1476.6mm	300.0mm	O.K
21	154,290.0	460.2	7.101E+07	1.454E+11	7.012E+05	342.5	11	5.088E+05	1485.4mm	300.0mm	O.K
24	154,290.0	452.0	6.974E+07	1.459E+11	6.718E+05	321.2	11	5.088E+05	1583.9mm	300.0mm	O.K
26	154,290.0	538.4	8.307E+07	1.816E+11	7.371E+05	337.2	11	5.088E+05	1508.6mm	300.0mm	O.K
27	151,900.0	565.8	8.594E+07	1.913E+11	7.895E+05	354.7	11	5.088E+05	1434.1mm	300.0mm	O.K
28	145,920.0	677.8	9.891E+07	2.596E+11	8.593E+05	327.4	11	5.088E+05	1553.9mm	300.0mm	O.K
29	139,940.0	822.4	1.151E+08	3.520E+11	1.712E+06	559.7	11	5.088E+05	909.0mm	300.0mm	O.K
30	149,030.0	675.3	1.006E+08	2.642E+11	7.754E+05	295.3	11	5.088E+05	1722.6mm	300.0mm	O.K
31	154,290.0	564.1	8.703E+07	1.937E+11	7.068E+05	317.5	11	5.088E+05	1602.4mm	300.0mm	O.K
32	154,290.0	538.4	8.307E+07	1.816E+11	6.647E+05	304.1	11	5.088E+05	1673.1mm	300.0mm	O.K
33	154,290.0	484.3	7.472E+07	1.587E+11	6.423E+05	302.4	11	5.088E+05	1682.3mm	300.0mm	O.K
36	154,290.0	450.0	6.943E+07	1.445E+11	6.800E+05	326.7	11	5.088E+05	1557.4mm	300.0mm	O.K
37	282,860.0	298.2	8.435E+07	1.478E+11	7.475E+05	426.6	11	5.088E+05	1192.5mm	150.0mm	O.K
38	293,540.0	290.4	8.524E+07	1.489E+11	6.453E+05	369.4	11	5.088E+05	1377.2mm	150.0mm	O.K
39	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	6.175E+05	298.9	11	5.088E+05	1702.0mm	300.0mm	O.K
43	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	6.129E+05	296.7	11	5.088E+05	1714.8mm	300.0mm	O.K
44	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	6.565E+05	311.6	11	5.088E+05	1632.9mm	300.0mm	O.K
45	152,370.0	507.4	7.731E+07	1.655E+11	7.261E+05	339.2	11	5.088E+05	1499.9mm	300.0mm	O.K
46	138,970.0	525.1	7.298E+07	1.539E+11	1.527E+06	723.7	11	5.088E+05	703.0mm	300.0mm	O.K
47	152,180.0	513.5	7.815E+07	1.649E+11	8.210E+05	389.1	11	5.088E+05	1307.5mm	300.0mm	O.K
48	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.594E+05	360.4	11	5.088E+05	1411.5mm	300.0mm	O.K
49	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.242E+05	343.7	11	5.088E+05	1480.2mm	300.0mm	O.K
50	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.062E+05	335.2	11	5.088E+05	1517.8mm	300.0mm	O.K
51	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	7.188E+05	341.2	11	5.088E+05	1491.2mm	300.0mm	O.K

절점	A_c/n (mm^2)	d_{vc} (mm)	Q_{vc} (mm^3)	I_v (mm^4)	V_r (N)	S_r (N/mm)	n	$\sum Z_r$ (N)	소요 간격 d_o	배치 간격	비고
52	160,110.0	525.5	8.414E+07	1.836E+11	7.557E+05	346.4	11	5.088E+05	1468.8mm	300.0mm	O.K
53	154,300.0	643.2	9.924E+07	2.510E+11	8.535E+05	337.4	11	5.088E+05	1507.8mm	300.0mm	O.K
54	144,620.0	790.4	1.143E+08	3.365E+11	1.754E+06	595.8	11	5.088E+05	853.9mm	300.0mm	O.K
55	151,080.0	646.2	9.762E+07	2.469E+11	9.119E+05	360.5	11	5.088E+05	1411.1mm	300.0mm	O.K
56	157,530.0	521.4	8.214E+07	1.818E+11	7.865E+05	355.3	11	5.088E+05	1431.7mm	300.0mm	O.K
57	160,110.0	501.7	8.032E+07	1.719E+11	7.336E+05	342.8	11	5.088E+05	1484.0mm	300.0mm	O.K
58	160,110.0	450.3	7.210E+07	1.466E+11	6.917E+05	340.2	11	5.088E+05	1495.6mm	300.0mm	O.K
61	160,110.0	442.7	7.087E+07	1.470E+11	6.632E+05	319.7	11	5.088E+05	1591.6mm	300.0mm	O.K
63	160,110.0	527.9	8.452E+07	1.833E+11	7.268E+05	335.2	11	5.088E+05	1517.9mm	300.0mm	O.K
64	157,510.0	554.8	8.738E+07	1.930E+11	7.783E+05	352.3	11	5.088E+05	1444.0mm	300.0mm	O.K
65	151,010.0	666.2	1.006E+08	2.619E+11	9.116E+05	350.1	11	5.088E+05	1453.0mm	300.0mm	O.K
66	144,500.0	810.1	1.171E+08	3.550E+11	1.795E+06	591.8	11	5.088E+05	859.6mm	300.0mm	O.K
67	154,390.0	663.3	1.024E+08	2.667E+11	8.101E+05	311.1	11	5.088E+05	1635.2mm	300.0mm	O.K
68	160,110.0	552.9	8.852E+07	1.956E+11	7.018E+05	317.7	11	5.088E+05	1601.6mm	300.0mm	O.K
69	160,110.0	527.9	8.452E+07	1.833E+11	6.573E+05	303.1	11	5.088E+05	1678.3mm	300.0mm	O.K
70	160,110.0	474.5	7.597E+07	1.601E+11	6.331E+05	300.5	11	5.088E+05	1693.3mm	300.0mm	O.K
73	160,110.0	440.6	7.054E+07	1.457E+11	6.734E+05	326.0	11	5.088E+05	1560.6mm	300.0mm	O.K
74	293,540.0	290.4	8.524E+07	1.489E+11	7.073E+05	405.0	11	5.088E+05	1256.3mm	150.0mm	O.K

7) 전단연결재의 극한강도검토

(☞ 도.설.해 3.9.5.10)

▪ 전단연결재의 극한강도

$V_u = 0.4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_c)}$

$= 0.4 \times 25.0^2 \times \sqrt{(27.0 \times 27{,}804.0)}$

$= 216{,}608.5\ N > A_{sc} f_u = \pi/4 \cdot d^2 \cdot f_u = 490.9 \times 410.0 = 201{,}258.3\ N$

여기서, V_u : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, $V_u \le A_{sc} f_u$

d : 전단연결재의 지름 (mm)

f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)

A_{sc} : 전단연결재의 단면적 (mm^2)

f_u : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

▪ 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

※ 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘은 다음 두 식의 값 중 작은 값을 취한다.

$P_1 = A_s \cdot f_y$

$P_2 = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_s$

여기서, A_s : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적(mm^2)

f_y : 사용된 강재의 최소 공칭항복응력(MPa) [325.0 MPa]

f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도(MPa)

b : 슬래브의 유효폭(mm)

t_s : 콘크리트 슬래브의 두께(mm) [240.0 mm]

▪ 최대 부모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

$P_3 = A_r \cdot f^r_y$

여기서, A_r = 내부지점부 유효 슬래브 폭 내에 설치된 종방향 철근의 총단면적(mm^2)

f^r_y = 철근의 최소 항복응력(MPa) [400.0 MPa]

▪ 전단연결재 필요개수

$N_1 = P/(\Phi V_u)$

$N_2 = (P+P_3)/(\Phi V_u)$

여기서, N_1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 개수

P : 슬래브에 작용하는 힘 P_1 또는 P_2중 작은값(N)

Φ : 감소계수 [0.85]

N_2 : 최대 정모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이의 전단연결재 개수

※ 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

위 치 (절점번호)	b (㎜)	A_s ($㎜^2$)	A_r ($㎜^2$)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필 요 개 수		설치 개수	비고
							N_1	N_2		
1 ~ 5	4,500.0	88,080.0	0.0	2.863E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	770	O.K
5 ~ 9	4,500.0	88,080.0	25,785.0	2.863E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	693	O.K
9 ~ 13	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.146E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	715	O.K
13 ~ 17	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.146E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	704	O.K
17 ~ 23	4,500.0	88,680.0	25,785.0	2.882E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	1,089	O.K
23 ~ 29	4,500.0	88,680.0	25,785.0	2.882E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	1,067	O.K
29 ~ 34	4,500.0	88,080.0	25,785.0	2.863E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	891	O.K
34 ~ 37	4,500.0	88,080.0	0.0	2.863E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	572	O.K
38 ~ 41	4,500.0	88,080.0	0.0	2.863E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	583	O.K
41 ~ 46	4,500.0	88,080.0	25,785.0	2.863E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	891	O.K
46 ~ 50	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.146E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	715	O.K
50 ~ 54	4,500.0	127,560.0	25,785.0	4.146E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	704	O.K
54 ~ 60	4,500.0	88,680.0	25,785.0	2.882E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	1,089	O.K
60 ~ 66	4,500.0	88,680.0	25,785.0	2.882E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	1,067	O.K
66 ~ 71	4,500.0	88,080.0	25,785.0	2.863E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	891	O.K
71 ~ 74	4,500.0	88,080.0	0.0	2.863E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	572	O.K

※ b, A_s, A_r 값은 구간내에서 가장 큰 값을 사용합니다.

10. 사용성검토

10.1 피로 검토 (☞ 도.설 3.3.4.1)

가) 응력반복횟수

부재 및 하중구분 / 도로의 종류	종방향 주부재		횡방향 부재	비 고
	트럭하중	차선하중	트럭하중	
고속도로,국도 주간선 도로	2 백만	50 만	2 백만 이상	
기 타 도 로	10 만	10 만	50 만	

나) 허용응력 범위 fsr (MPa)

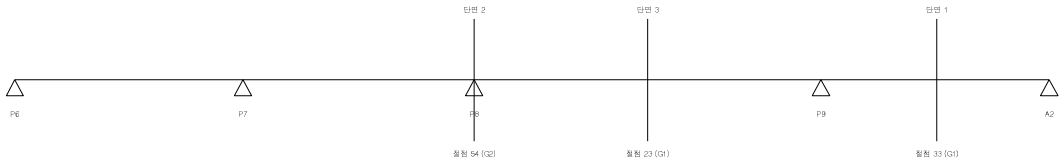
응 력 범 주	다재하 경로구조				단재하 경로구조			
	10 만회	50 만회	200 만회	200 만회이상	10 만회	50 만회	200 만회	200 만회이상
A	442	260	168	168	351	203	168	168
B	344	203	126	112	274	161	112	112
B'	274	161	101	84	218	126	77	77
C	250	147	91	70	196	112	70	63
				84*			84*	77*
D	196	112	70	49	154	91	56	35
E	154	91	56	31	119	70	42	16
E'	112	64	40	18	84	49	28	9
F	105	84	63	56	84	63	49	42

주 : * 는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

다) 피로조사위치 및 응력범주의 설정

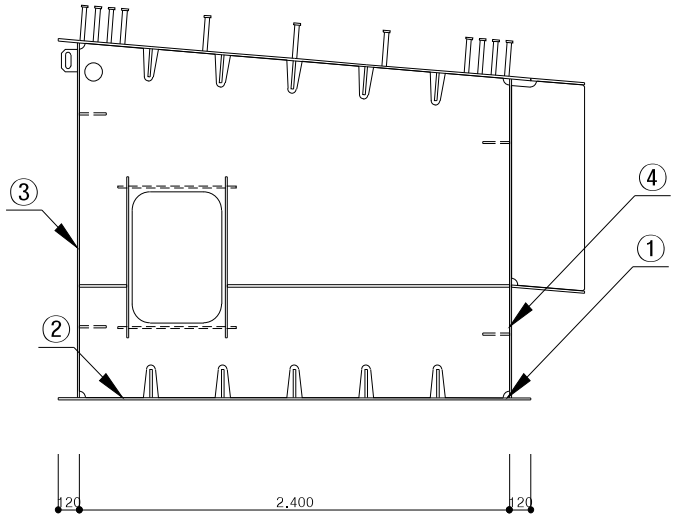
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행 한다.

- 피로조사 단면위치



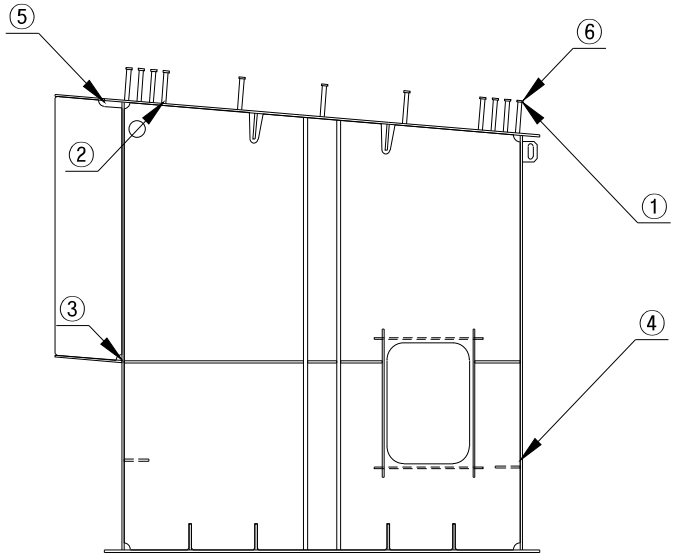
본 교량은 주간선도로에 속하는 단재하경로구조로서 트럭하중 2백만회 와 차선하중 50만회 에 대하여 검토 하는 것으로 한다.

단면 I



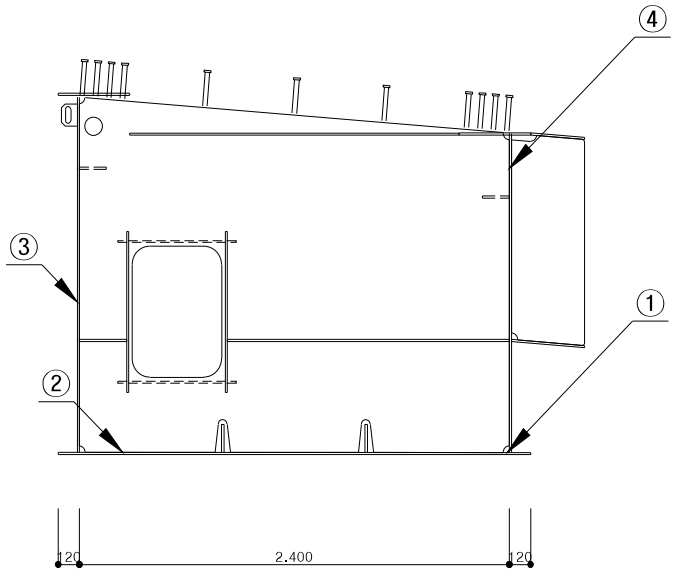
구분	상 세	응 력 범 주	fsr (MPa)		비 고
			DB 하중	DL 하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필릿 용접부	B	112	161	
②	인장측 플랜지와 다이어프램의 필릿 용접부	C	70	112	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	42	70	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	42	70	

단면 II



구분	상세	응력 범주	fsr (MPa) DB 하중	fsr (MPa) DL 하중	비 고
①	플랜지와 복부판의 연속 필릿 용접부	B	112	161	
		F	49	63	전단피로검토
②	인장측 플랜지와 다이어프램의 필릿 용접부	C	70	112	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	42	70	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	42	70	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝부분	E	42	70	
⑥	스터드에 인접한 인장측 플랜지부	C	70	112	

단면 III



구분	상 세	응 력 범 주	fsr (MPa)		비 고
			DB 하중	DL 하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필릿 용접부	B	112	161	
②	인장측 플랜지와 다이어프램의 필릿 용접부	C	70	112	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	42	70	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	42	70	

라) 설계피로응력

· 휨모멘트에 대한 피로검토

여기서, Δf: 설계피로응력범위 (최대응력과 최소응력의 차)

$$\Delta f = \frac{\Delta M}{Iv} y$$

ΔM = Mmax - Mmin (4.4 라.피로하중 작용범위 참조)

Iv : 합성후 단면의 단면2차 모멘트

y : 합성후 단면 도심으로부터의 거리

단면 I

구분	ΔM (kN·m)		Iv (mm^4)	y (mm)	Δf (MPa)		응력범주	fsr (MPa)		비 고
	DB 하중	DL 하중			DB 하중	DL 하중		DB 하중	DL 하중	
①	5496.284	6246.695	1.587E+11	1473.7	51.041	58.010	B	112	161	O.K.
②				1473.7	51.041	58.010	C	70	112	O.K.
③				779.7	27.005	30.692	E	42	70	O.K.
④				33.7	1.167	1.327	E	42	70	O.K.

단면 II

구분	ΔM (kN·m)		Iv (mm^4)	y (mm)	Δf (MPa)		응력범주	fsr (MPa)		비 고
	DB 하중	DL 하중			DB 하중	DL 하중		DB 하중	DL 하중	
①	4697.081	8426.228	2.081E+11	1177.8	26.582	47.686	B	112	161	O.K.
②				1177.8	26.582	47.686	C	70	112	O.K.
③				328.2	7.407	13.288	E	42	70	O.K.
④				822.2	18.556	33.289	E	42	70	O.K.
⑤				1183.8	26.717	47.929	E	42	70	O.K.
⑥				1177.8	26.582	47.686	C	70	112	O.K.

단면 III

구분	ΔM (kN·m)		Iv (mm^4)	y (mm)	Δf (MPa)		응력범주	fsr (MPa)		비고
	DB 하중	DL 하중			DB 하중	DL 하중		DB 하중	DL 하중	
①	4718.943	5542.38	1.455E+11	1496.8	48.537	57.006	B	112	161	O.K.
②				1496.8	48.537	57.006	C	70	112	O.K.
③				802.8	26.032	30.575	E	42	70	O.K.
④				56.8	1.842	2.163	E	42	70	O.K.

· 전단에 대한 피로검토 - 플랜지와 복부판의 필릿용접부에 대한 전단피로검토

이 부위의 피로상세범주는 "F" 이며, 검토 단면은 전단력이 가장 큰 절점 66 을 설정 하였음

$$\Delta\upsilon = \frac{\Delta S \cdot Q}{Iv \cdot \Sigma a}$$

여기서, Δυ : 설계전단피로응력범위 (최대응력과 최소응력의 차)

ΔS = Smax - Smin (4.4 라.피로하중 작용범위 참조)

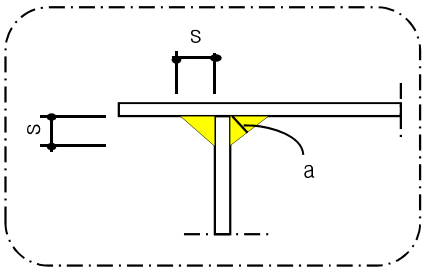
Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한 단면 1차 모멘트 (mm^3 = A(mm^2) · y(mm)

y = Yvsu(I) - tu(I)/2

Iv : 합성후 단면의 단면2차 모멘트

Σa : 필릿 용접의 목두께의 합 (mm = 4EA ×s /$\sqrt{2}$

s : 필릿 용접 치수 (mm)



- 상부 플랜지와 복부판

구 분	ΔS (kN)	tu (mm)	B (mm)	A (mm^2)	Yvsu (mm)	Q (mm^3)	Iv (mm^4)	s (mm)	Σa (mm)	Δυ (MPa)	υsr (MPa)	비고
DB하중	1437.759	14	2640	36960	1184	4.351E+07	######	6	17.0	16.5	49	OK
DL하중	1794.992									20.6	63	OK

- 하부 플랜지와 복부판

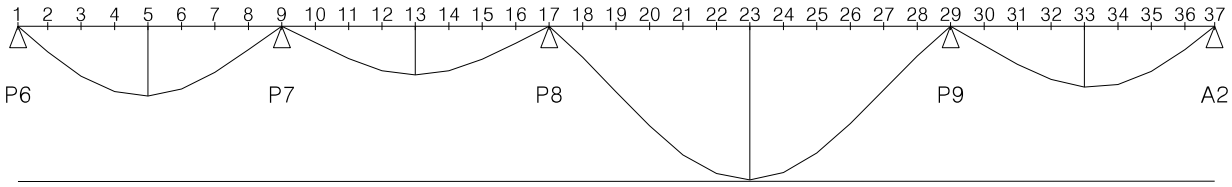
구 분	ΔS (kN)	tl (mm)	B (mm)	A (mm^2)	Yvsl (mm)	Q (mm^3)	Iv (mm^4)	s (mm)	Σa (mm)	Δυ (MPa)	υsr (MPa)	비고
DB하중	1437.759	18	2640	47520	1348	6.362E+07	######	6	17.0	24.2	49	OK
DL하중	1794.992									30.2	63	OK

10.2 처짐 검토

충격하중을 포함한 활하중에 의한 각 위치별 최대 처짐량 (전산 OUTPUT 참조) (☞ 도.설 3.2.3)

< Girder 1 > (단위 : mm)

절점NO.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
처 짐 량	0.000	-7.477	-14.481	-18.953	-20.223	-18.189	-13.358	-6.832	0.000	-4.715
절점NO.	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
처 짐 량	-9.444	-12.879	-14.171	-12.961	-9.591	-4.936	0.000	-8.973	-19.002	-28.900
절점NO.	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
처 짐 량	-37.252	-42.707	-44.515	-42.393	-36.680	-28.227	-18.428	-8.652	0.000	-5.617
절점NO.	31	32	33	34	35	36	37			
처 짐 량	-11.100	-15.415	-17.632	-16.937	-13.154	-6.851	0.000			



◈ 허용 처짐량

지간 길이 L = 39.450 m

δ1 = 20.223 mm < δa = L² / 20000 = 39.5² m / 20000 = 77.82 mm O.K

지간 길이 L = 40.000 m

δ2 = 14.171 mm < δa = L² / 20000 = 40.0² m / 20000 = 80.00 mm O.K

지간 길이 L = 60.000 m

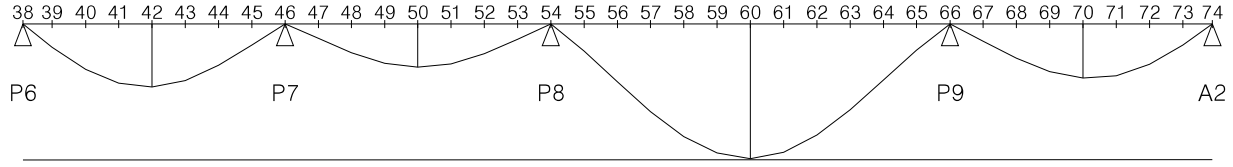
δ3 = 14.515 mm < δa = L / 500 = 60.0 m / 500 = 120.00 mm O.K

지간 길이 L = 39.450 m

δ4 = 17.632 mm < δa = L² / 20000 = 39.5² m / 20000 = 77.82 mm O.K

< Girder 2 >　　(단위 : mm)

절점NO.	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47
처 짐 량	0.000	-6.722	-13.088	-17.127	-18.227	-16.330	-11.945	-6.083	0.000	-4.161
절점NO.	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57
처 짐 량	-8.328	-11.365	-12.526	-11.506	-8.533	-4.381	0.000	-7.888	-16.663	-25.284
절점NO.	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67
처 짐 량	-32.538	-37.278	-38.836	-37.005	-32.039	-24.688	-16.149	-7.607	0.000	-4.991
절점NO.	68	69	70	71	72	73	74			
처 짐 량	-9.881	-13.718	-15.658	-15.016	-11.633	-6.042	0.000			



◈ 허용 처짐량

지간 길이 L = 39.450 m

δ1 = 18.227 mm < δa = L² / 20000 = 39.5² m / 20000 = 77.82 mm　O.K

지간 길이 L = 40.000 m

δ2 = 12.526 mm < δa = L² / 20000 = 40.0² m / 20000 = 80.00 mm　O.K

지간 길이 L = 60.000 m

δ3 = 38.836 mm < δa = L / 500 = 60.0 m / 500 = 120.00 mm　O.K

지간 길이 L = 39.450 m

δ4 = 15.658 mm < δa = L² / 20000 = 39.5² m / 20000 = 77.82 mm　O.K

11. 솟음 (CAMBER)

< Girder 1 >

(단위 : mm)

절점번호	합성전 고정하중			합성후 고정하중	종곡선 보정량	편경사 보정량	솟음량				비고
	Steel	Half Deck	Concrete				공장 제작시	현장 거치시	1차 고정하중 재하시	2차 고정하중 재하시	
	(1)	(2)	(3)	(4)			(1)~(4) 합계	(5)-(1) -(2)	(6)-(3)	(7)-(4)	
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P6
2	8.710	3.690	9.780	4.340	0.000	0.000	26.520	14.120	4.340	0.000	
3	16.560	7.090	18.370	8.320	0.000	0.000	50.340	26.690	8.320	0.000	
4	21.440	9.300	23.400	10.680	0.000	0.000	64.820	34.080	10.680	0.000	
5	22.820	10.040	24.370	11.080	0.000	0.000	68.310	35.450	11.080	0.000	
6	20.530	9.220	21.300	9.570	0.000	0.000	60.620	30.870	9.570	0.000	
7	14.790	6.880	14.680	6.620	0.000	0.000	42.970	21.300	6.620	0.000	
8	7.170	3.560	6.560	3.090	0.000	0.000	20.380	9.650	3.090	0.000	
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P7
10	-4.660	-3.200	-2.230	-1.790	0.000	-0.150	-11.880	-4.020	-1.790	0.000	
11	-7.460	-5.780	-2.090	-2.690	0.000	-0.129	-18.020	-4.780	-2.690	0.000	
12	-9.350	-7.570	-1.880	-3.230	0.000	-0.107	-22.030	-5.110	-3.230	0.000	
13	-10.700	-8.410	-2.720	-3.680	0.000	-0.086	-25.510	-6.400	-3.680	0.000	
14	-11.270	-8.130	-4.530	-4.000	0.000	-0.064	-27.930	-8.530	-4.000	0.000	
15	-10.290	-6.600	-6.020	-3.810	0.000	-0.043	-26.720	-9.830	-3.810	0.000	
16	-6.720	-3.810	-5.070	-2.590	0.000	-0.021	-18.190	-7.660	-2.590	0.000	
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P8
18	9.950	4.590	9.810	4.040	0.000	0.000	28.390	13.850	4.040	0.000	
19	22.250	9.730	23.220	9.180	0.000	0.000	64.380	32.400	9.180	0.000	
20	35.050	14.860	37.710	14.620	0.000	0.000	102.240	52.330	14.620	0.000	
21	45.750	19.070	50.060	19.340	0.000	0.000	134.220	69.400	19.340	0.000	
22	51.060	21.060	56.330	22.370	0.000	0.000	150.820	78.700	22.370	0.000	
23	51.880	21.250	57.440	23.180	0.000	0.000	153.750	80.620	23.180	0.000	
24	48.340	19.710	53.520	21.640	0.000	0.000	143.210	75.160	21.640	0.000	
25	40.430	16.480	44.530	18.040	0.000	0.000	119.480	62.570	18.040	0.000	
26	29.670	12.170	32.290	13.070	0.000	0.000	87.200	45.360	13.070	0.000	
27	17.930	7.530	18.970	7.770	0.000	0.000	52.200	26.740	7.770	0.000	
28	7.510	3.340	7.480	3.180	0.000	0.000	21.510	10.660	3.180	0.000	
29	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P9
30	-3.950	-2.340	-2.570	-1.490	12.826	0.000	-10.350	-4.060	-1.490	0.000	
31	-4.570	-3.560	-0.920	-1.440	25.652	0.000	-10.490	-2.360	-1.440	0.000	
32	-2.770	-3.640	3.130	-0.320	36.151	0.000	-3.600	2.810	-0.320	0.000	
33	-0.190	-2.940	6.980	1.050	40.607	0.000	4.900	8.030	1.050	0.000	
34	1.780	-1.920	8.770	2.010	38.971	0.000	10.640	10.780	2.010	0.000	
35	2.450	-1.010	7.960	2.100	31.243	0.000	11.500	10.060	2.100	0.000	
36	1.660	-0.380	4.630	1.260	17.423	0.000	7.170	5.890	1.260	0.000	
37	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	A2

< Girder 2 >

(단위 : mm)

절점번호	합성전 고정하중			합성후 고정하중	종곡선 보정량	편경사 보정량	솟음량				비고
	Steel	Half Deck	Concrete				공장 제작시	현장 거치시	1차 고정하중 재하시	2차 고정하중 재하시	
	(1)	(2)	(3)	(4)			(1)~(4) 합계	(5)-(1) -(2)	(6)-(3)	(7)-(4)	
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P6
39	8.230	3.480	9.330	4.260	0.000	0.000	25.300	13.590	4.260	0.000	
40	15.740	6.740	17.610	8.190	0.000	0.000	48.280	25.800	8.190	0.000	
41	20.390	8.840	22.430	10.490	0.000	0.000	62.150	32.920	10.490	0.000	
42	21.680	9.540	23.340	10.860	0.000	0.000	65.420	34.200	10.860	0.000	
43	19.470	8.750	20.370	9.370	0.000	0.000	57.960	29.740	9.370	0.000	
44	13.990	6.510	14.010	6.470	0.000	0.000	40.980	20.480	6.470	0.000	
45	6.770	3.360	6.260	3.000	0.000	0.000	19.390	9.260	3.000	0.000	
46	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P7
47	-4.390	-3.000	-2.100	-1.590	0.000	-2.917	-11.080	-3.690	-1.590	0.000	
48	-7.030	-5.420	-1.940	-2.300	0.000	-2.500	-16.690	-4.240	-2.300	0.000	
49	-8.810	-7.090	-1.740	-2.720	0.000	-2.083	-20.360	-4.460	-2.720	0.000	
50	-10.080	-7.880	-2.530	-3.120	0.000	-1.667	-23.610	-5.650	-3.120	0.000	
51	-10.620	-7.620	-4.220	-3.450	0.000	-1.250	-25.910	-7.670	-3.450	0.000	
52	-9.700	-6.200	-5.630	-3.370	0.000	-0.833	-24.900	-9.000	-3.370	0.000	
53	-6.340	-3.590	-4.770	-2.360	0.000	-0.417	-17.060	-7.130	-2.360	0.000	
54	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P8
55	9.400	4.340	9.330	3.870	0.000	0.000	26.940	13.200	3.870	0.000	
56	20.980	9.180	22.020	8.810	0.000	0.000	60.990	30.830	8.810	0.000	
57	32.970	13.990	35.660	13.990	0.000	0.000	96.610	49.650	13.990	0.000	
58	42.960	17.920	47.240	18.450	0.000	0.000	126.570	65.690	18.450	0.000	
59	47.880	19.770	53.090	21.310	0.000	0.000	142.050	74.400	21.310	0.000	
60	48.620	19.930	54.100	22.070	0.000	0.000	144.720	76.170	22.070	0.000	
61	45.310	18.480	50.410	20.640	0.000	0.000	134.840	71.050	20.640	0.000	
62	37.910	15.470	41.990	17.270	0.000	0.000	112.640	59.260	17.270	0.000	
63	27.870	11.450	30.510	12.570	0.000	0.000	82.400	43.080	12.570	0.000	
64	16.890	7.100	17.990	7.510	0.000	0.000	49.490	25.500	7.510	0.000	
65	7.100	3.150	7.120	3.070	0.000	0.000	20.440	10.190	3.070	0.000	
66	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P9
67	-3.720	-2.200	-2.400	-1.330	12.826	0.000	-9.650	-3.730	-1.330	0.000	
68	-4.320	-3.350	-0.810	-1.150	25.652	0.000	-9.630	-1.960	-1.150	0.000	
69	-2.650	-3.430	2.990	-0.020	36.151	0.000	-3.110	2.970	-0.020	0.000	
70	-0.240	-2.770	6.600	1.300	40.607	0.000	4.890	7.900	1.300	0.000	
71	1.620	-1.820	8.280	2.190	38.971	0.000	10.270	10.470	2.190	0.000	
72	2.250	-0.960	7.510	2.210	31.243	0.000	11.010	9.720	2.210	0.000	
73	1.530	-0.360	4.370	1.310	17.423	0.000	6.850	5.680	1.310	0.000	
74	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	A2