관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥산~오창 고속도로 민간투자사업
구 조 계 산 서 (X)
(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

19. 오창 JCT Ramp-A교

상부 구조

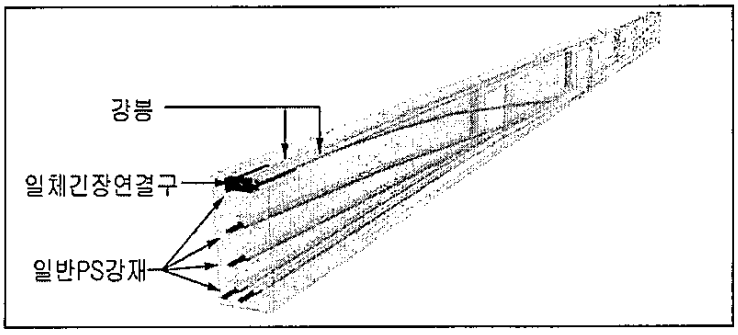
1. 설 계 개 요

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

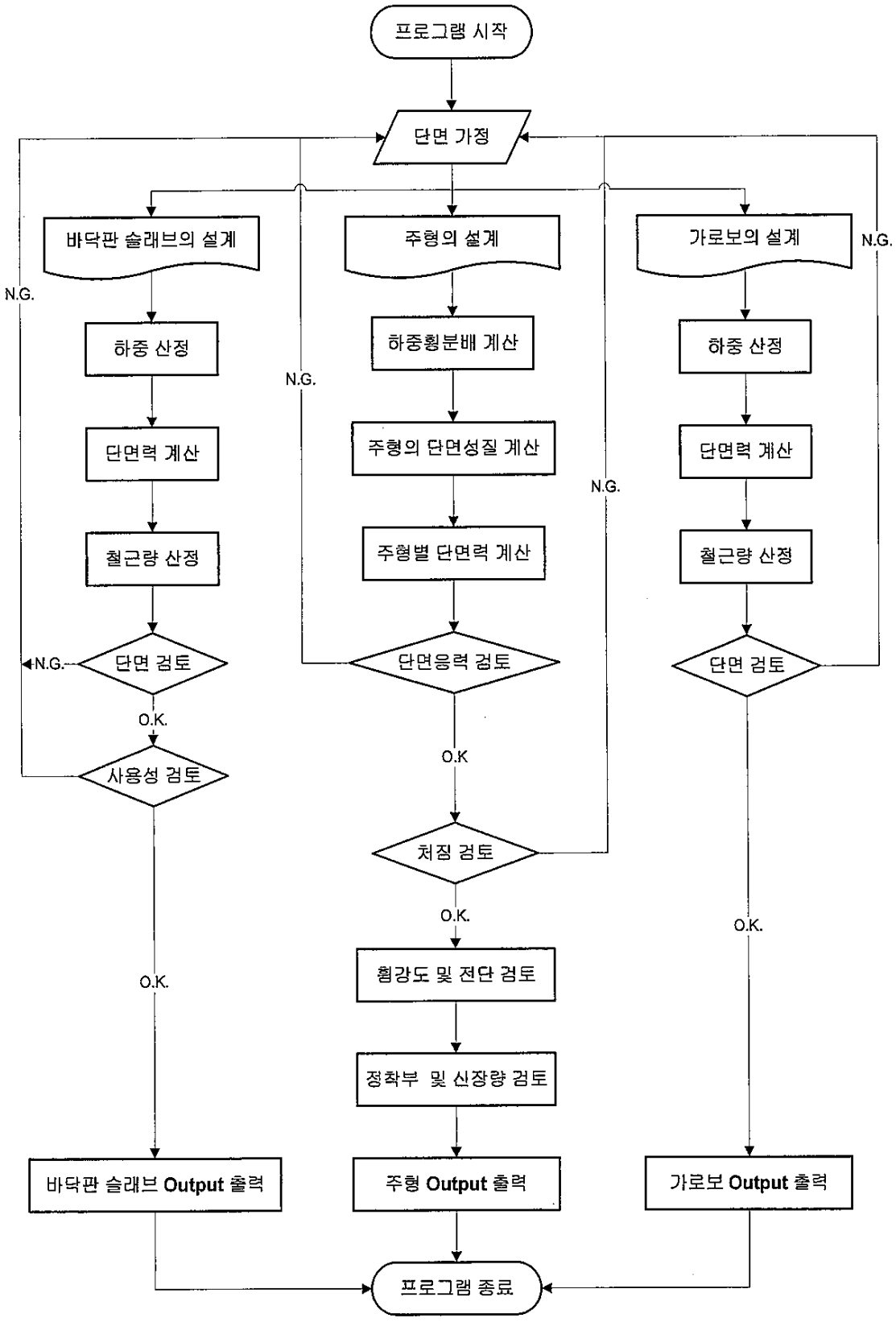
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2003.
- 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.
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
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-A교
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 50.000 m

(2) 거 더 전 장 : 49.900 m

(3) 설 계 지 간 : 49.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 17.100 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 + 49) = 0.169 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

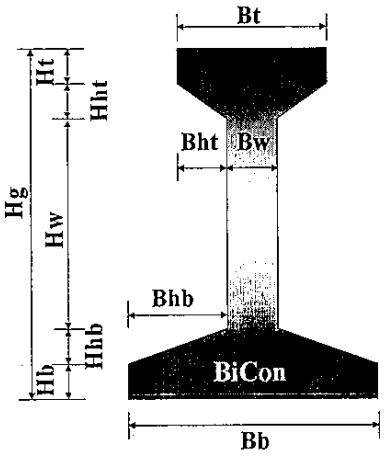
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

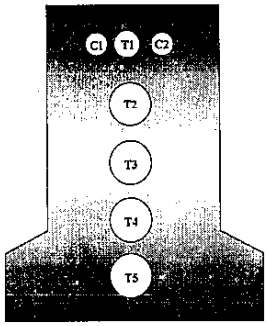
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

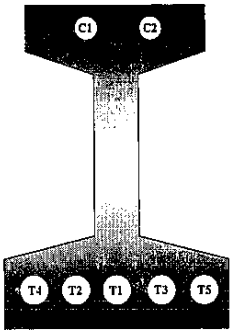
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-713kN	-713kN	1425kN	3265kN	3265kN	3265kN	3265kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2475mm	2475mm	2475mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2475mm	2475mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

(1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

(2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.

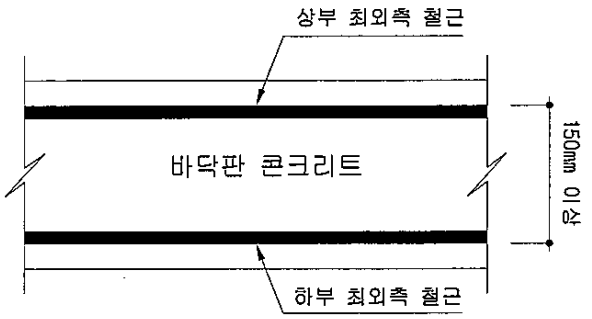
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(4) 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.

(5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

6 ≤ 2.100 m / 0.240 m = 8.75 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 13/2) = 155 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

2.100 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 흠집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

(10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 켄틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

0.900 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

0.900 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 없을 경우

0.900 m (좌측켄틸레버 길이) < 0.24 × 5 = 1.200 ---------- 적용 불가

0.900 m (우측켄틸레버 길이) < 0.24 × 5 = 1.200 ---------- 적용 불가

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

(3) 현장타설 되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근하되 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.

4.1.3 사용철근량

(1) 바닥판 슬래브 단면 : 1000 × 240 = 240000 mm^2

(2) 주철근

상부 철근량

As_{req} =	240000	×	0.300%	=	720.000	mm^2		
As_{use} =	H 16	@	200	=	993.000	mm^2		
			Σ	=	993.000	mm^2	(N = 5) ----------	O.K

하부 철근량

As_{req} =	240000	×	0.400%	=	960.000	mm^2		
As_{use} =	H 13	@	400	=	316.750	mm^2	(현장배근철근)	
	H 13	@	180	=	703.889	cm^2	(프리캐스트 바닥판 내부철근)	
			Σ	=	1020.639	mm^2	(N = 8.056) ----------	O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} =	240000	×	0.300%	=	720.000	mm^2		
As_{use} =	H 16	@	250	=	794.400	mm^2		
			Σ	=	794.400	mm^2	(N = 4) ----------	O.K

하부 철근량

As_{req} =	240000	×	0.300%	=	720.000	mm^2		
As_{use} =	H 16	@	250	=	794.400	mm^2		
			Σ	=	794.400	mm^2	(N = 4) ----------	O.K

4.1.4 합성전 프리캐스트 패널 검토

(1) 일반조건

교량명	상부형식
오창JCT R-A교	BICON

(2) 재료강도 및 특성

구 분		바닥판 슬래브	프리캐스트 패널
콘크리트	압축강도(fck)	27 MPa	40 MPa
	탄성계수(Ec)	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 27,804 MPa	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 30,891 MPa
철 근 (SD40)	항복강도(fy)	400 MPa	400 MPa
	탄성계수(Es)	200,000 MPa	200,000 MPa
Truss Girder (KS D3552)	항복강도(fy)		460 MPa
	탄성계수(Es)		205,000 MPa

(3) 단위중량

구 분	철 근 콘 크 리 트	
단위중량	25.0	kN/m³

(4) 하중산정 (☞ 콘크리트표준시방서(2009. 4장1.7.3)

가) 고정하중

슬래브 : 0.240 m × 25.000 kN/m³ = 6.000 kN/m

Rib자중 : = 0.470 kN/m

W_1 = 6.470 kN/m

계산지간 L = 2.160 m 바닥판 지점의 수 n = 2

$Md = (1 / 8) \cdot W1 \cdot L^2 = (1 / 8) \times 6.47 \times 2.16^2$ = 3.773 kN·m

나) 활하중

진동식 카트 장비 사용시 = 3.750 kN/m

W_2 = 3.750 kN/m

계산지간 L = 2.160 m 바닥판 지점의 수 n = 2

$Ml = (1 / 8) \cdot W2 \cdot L^2 = (1 / 8) \times 3.75 \times 2.16^2$ = 2.187 kN·m

다) 하중 조합 (☞ 콘.설 3.3.2)

① $Mu = 1.2\ Md + 1.6\ Ml+i$

$= 1.2 \times 3.773 + 1.6 \times 2.187$ = 8.027 kN·m

라) 단면검토

① 중앙부 (내측)

f_{ck}	= 40.0 MPa		f_y	= 400.0 MPa	
M_u	= 8.027 kN·m				
b	= 921.7 mm		h	= 110.0 mm	
β	= 0.77		d	= 40.0 mm	
$Ø_f$	= 0.85		d	= 70.0 mm	

▪ 강도 감소계수 ($Ø_f$) 산정 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

$T = A_s \times f_y$ = 422.3 × 400.0 = 168,933.3

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 0.85 × 40.0 × a × 921.7 = 31,336.7 a

T = C 이므로, a = 5.391mm

c = 5.391 / β = 5.391 / 0.77 = 7.038 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c$ = 0.003 × (70.0 - 7.038) / 7.038 = 0.0268

ε_t = 0.0268 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 0.014164 A_s ---------- ①

$M_u = \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 23,800.0 A_s - 170.0 $A_s \cdot a$ ----- ②

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다.

8,027,000.0 = -2.407943 A_s^2 + 23,800.0 A_s

∴ $A_{s\,req}$ = **349.637** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\,use}$ = H 13 @ 300.0 = 422.3 mm^2 (1Cycle)

Σ = **422.3** mm^2 **[사용률 = 1.21]** ····· **0.K !!**

▪ 철근량 검토

$A_{s\,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 225.8 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 0.25√(f_{ck})/f_y× b × d = 255.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 202.8 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\,min}$ = **255.0** mm^2

$A_{s\,max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = 1,799.6 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\,max}$ ≥ $A_{s\,use}$ ≥ $A_{s\,min}$ ····· **0.K !!**

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 5.982 mm

ΦM_n = 0.85×422.3×400.0×(70.0-a/2) = **9.622** kN·m > **8.027** kN·m

∴ **ΦMn** ≥ **Mu** ····· **0.K !!**

(5) 합성후 수평전단(Horizontal Shear) 검토

▶ 본 항에서는 프리캐스트 패널과 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평 전단력에 대해 프리캐스트 패널 에 삽입되어 돌출된 전단연결재에 의한 전단강도에 대해 검토함.

▶ 패널과 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평전단력에 대한 마찰저항력이 최대한 발생하기 위해 Rib-Deck 상면의 마찰조도를 확보하여 제작됨.

▶ 기수행한 프리캐스트 패널의 구조적 안전성 확보에 대한 실험에서 신·구콘크리트의 일체화는 충분히 검증되었음.

가) 고정하중 산정

▪ 포 장 :	0.353	KN/m
▪ 패 널 :	0.591	KN/m
▪ 바닥판 :	1.350	KN/m
계(w_d) :	2.294	KN/m

$$V_d = \frac{w_d \ell}{2} = \frac{2.29 \times 2.16}{2} = 2.478 \quad KN \cdot m$$

나) 활하중 산정

- 충격계수 : $i = 15 / (40 + L) \quad 15 / (40 + 2.16) = 0.356 > 0.3$ 이므로

$\therefore \quad i = 0.3$ 적용

$$M_\ell = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_{24} = \frac{2.16 + 0.6}{9.6} \times 96 = 27.600 \quad KN \cdot m$$

$$M_{\ell+i} = 27.600 \times (1 + 0.3) \times 0.8 = 28.704 \quad KN \cdot m$$

$$w_{\ell+i} = \frac{28.704 \times 10}{4.666} = 61.523 \quad KN/m$$

$$V_{\ell+i} = \frac{61.523 \times 2.16}{2} \times 0.3 \quad (단위폭) = 19.933 \quad KN$$

다) 극한전단력

V_u = 1.3 × 2.48 + 2.15 × 19.93 = 46.077 KN

(6) 전단력 산정

▪ 지점에서 유효깊이(d)만큼 떨어진 위치에서의 Vu

V_u = 46.08 × (108 - 18.0) / 108 = 38.398 KN

(7) 수평전단검토

가) 수평전단강도 검토 (콘크리트구조설계기준 해설.2007, 17.3.2 수평전단강도)

: 합성부재의 제작형태는 최소 전단연결재(Diagonal-Bar)가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 6mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우로 적용함.

① $\phi V_{nh} = \phi \times (1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \times \lambda \times b_v \times d$

$= 0.75 \times (1.8 + 0.6 \times 0.000472 \times 460) \times 1 \times 300 \times 180$

$= 78.172$ KN

$$\rho_v = \frac{28.300 \times 1\ ea}{300 \times 200} = 0.000472$$

여기서, ρ_v = 접촉면에 대한 전단연결재 면적의비

λ :(보통콘크리트에 일부러 표면을 거칠게 만든 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우)

② $\phi V_{nh} = \phi \times 3.5 \times b_v \times d$

$= 0.75 \times 3.5 \times 300 \times 180$

$= 141.750$ KN > 78.172 KN

∴ 따라서 ϕV_{nh} = 78.172 KN 적용

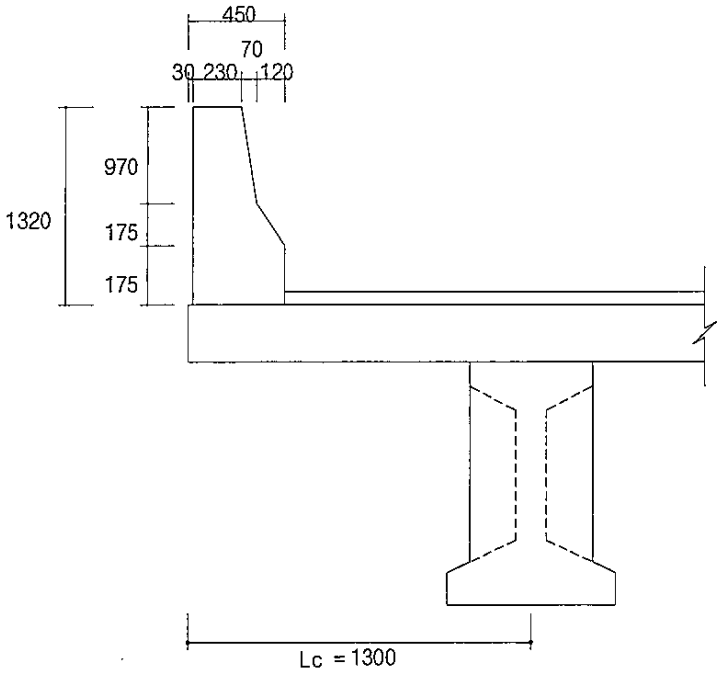
ϕV_{nh} = 78.172 KN > V_u = 38.398 KN ∴ O.K

나) 최대간격 검토

Sv = 250 mm < Sv_{max} = 600 mm ∴ O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L = 0.150 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 222.00 mm or 220.000 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 222.000 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	0.715	7.043
바닥판	0.216	25.000	5.400	0.450	2.430
포 장	0.023	23.500	0.529	0.225	0.119
난 간			1.000	0.715	0.715
합 계			16.779		10.307

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, P.4-158) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.260 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 / 1.260) · 0.150 · (1 + 0.300) = 14.857 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \ (N/m)$

$(60 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \ (N/m) = 10.000 \ kN/m$

$Mco1 = 10.000 \times 1.0 = 10 \ kN \cdot m$

2) 작용높이 = 1.290 m

$H = 10.0 \ kN/m$

$Mco2 = 10.0 \times 1.290 = 12.900 \ kN \cdot m$

$\therefore \ Mco = \max(Mco1, Mco2) = 12.900 \ kN \cdot m$

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-15)

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.

(6) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.307	
2	활하중	Ml	14.857	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	12.900	

(7) 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	45.342	25.164	
Case 2	17.543	13.495	
Case 3	34.644	28.134	
Case 4	32.713	25.164	
Case 5	33.311	28.134	
Case 6	49.483	38.064	
Case 7	31.674	26.395	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	49.483	
사 용 하 중	38.064	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 49483385.7 (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 = 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 × (180.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0337

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 - 49483385.7 = 0 에서

As(req) = 842.954 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0047

최대철근비 : Pmax = 0.75×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0219

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 842.954

② As(min) = 630.000 ∴ As = 842.954 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1123.939

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 57.850 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 57.850 kN · m > Mu = 49.483 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 = 0.9 × 1000 / 10 = 90 mm

Tcan (240mm) > Tmin (90mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

Mmax = Mnet = 38.064 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00552

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.256

j = 1 - (k / 3) = 0.915

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 232.601 MPa

Fsmax (=232.601 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 / 232.6) - 3 × 52.00 = 208.563 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 232.6) = 270.850 mm

Sa는 작은 값인 208.563 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 208.563 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 14.857 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 90.788 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 = 564.779 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) = 564.779 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.307	
2	활하중	Ml	14.857	
3	충돌하중	Mco	12.900	
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			77.285	
Case 2	1.3		1.3		30.169	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.958	
Case 4	1.3	2.6	1.3		68.798	
Case 5	1.2		1.2	1.2	31.412	
적 용					**77.285**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 77284814.3 (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 - 77284814.3 = 0 에서

As(req) = 1351.220 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0075

최대철근비 : Pmax = 0.75×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0219

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1351.220

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1801.627

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1685.908

∴ As = 1685.908 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

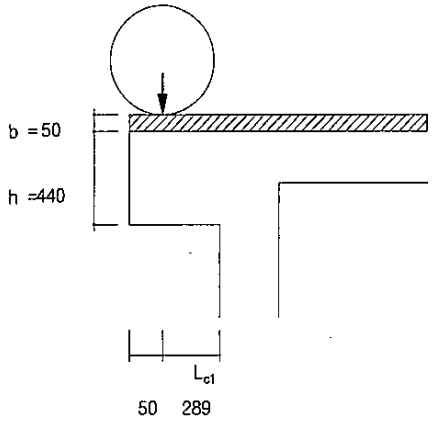
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 77.285 kN · m ---------- O.K

4.3. 슬래브 단부 설계

4.3.1 단면치수



4.3.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.289 = 0.389 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.927 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.372 > 0.300 ∴ i = 0.300

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.289 + 0.98 = 1.081 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 33.360 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load (도로교설계기준, 2010, p.2-26)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 72.929 kN · m (DB하중 작용시)

4.3.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 72928965.1 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 340.00 (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

$T = As \times fy =$ 1588.800 × 400.000 = 635520.000

$C = 0.85 \times fck \times a \times b =$ 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

$T = C$ 이므로, a = 27.692 mm , c = 27.692 / $\beta 1$

= 27.692 / 0.85 = 23.538 mm

$\varepsilon y = fy / Es =$ 400.000 / 200000.000 = 0.002

$\varepsilon t = 0.0030 \times (dt - c) / c =$ 0.003 × (180.000 - 23.538) / 23.538

= 0.0199

$\varepsilon t \geq$ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b =$ 0.0174 As (mm^2)

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

$-2.963\ As^2 + 61200\ As - 72928965.1 = 0$ 에서

$As(req) =$ 1269.702 (mm^2)

단면철근비 : $P = As / (b \times d)$ = 0.0071

최대철근비 : $Pmax = 0.75 \times 0.85 \times k1 \times (fck / fy) \times (600 / (600 + fy))$ = 0.0219

최소철근비 : $Pmin = 1.4 / fy$ = 0.0035

① As(req) = 1269.702

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1269.702 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1692.936

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 125 = 1588.800

Σ = 1588.800 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

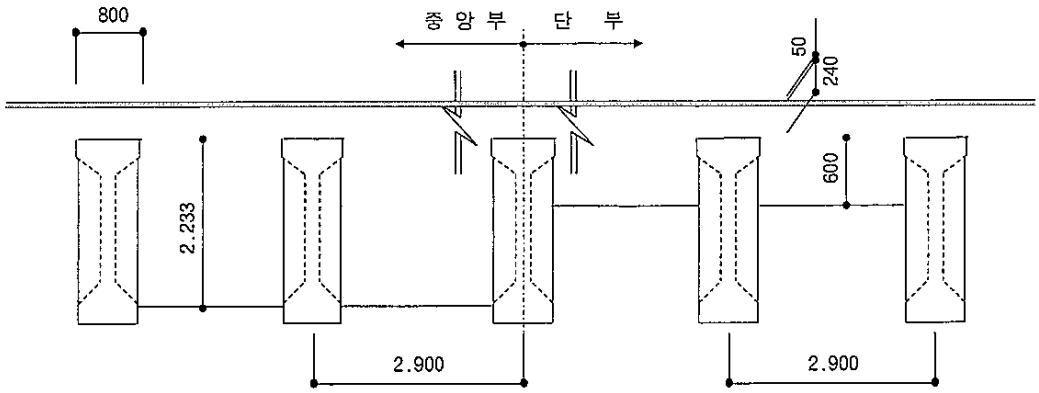
(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2) =$ 89.755 kN · m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b) =$ 27.692 mm

∴ $\phi f \cdot Mn =$ 89.755 kN · m > $Mu =$ 72.929 kN · m ---------- O.K

4.4 가로보의 설계



4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

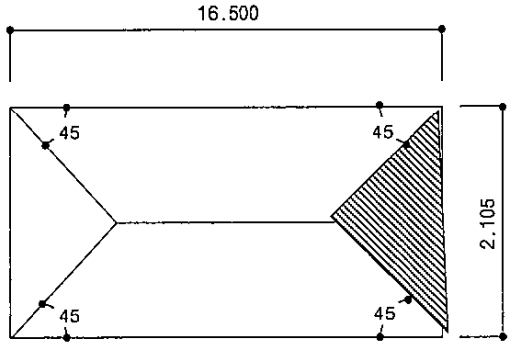
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.900 m

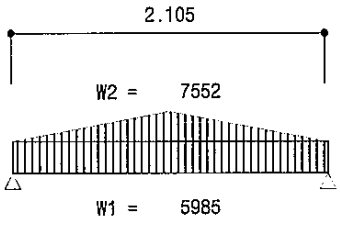
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.900 − 0.800 = 2.100 m

교량사각 : 94.0 ° 가로보 사지간 2.100 ÷ SIN (94.0) = 2.105 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (94.0) = 0.399 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (94.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 5985 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.053 × 2500 + 0.050 × 1.053 × 2350) × 10 = 7552 N/m

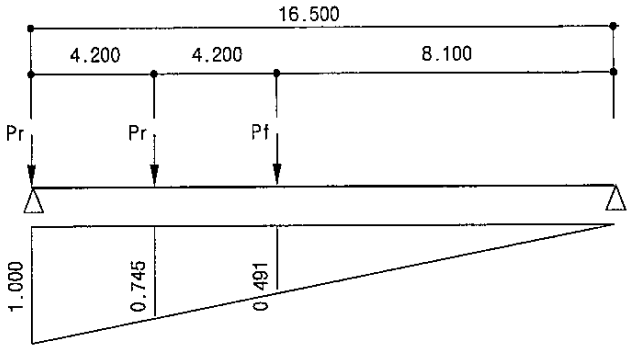
작용 단면력

Rad = 5985 × 2.105 × 1/2 + (2.105 × 7552 × 1/2) × 1/2 = 10274 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5985 \times 2.105^2}{8} + \frac{7552 \times 2.105^2}{12} = 6104 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



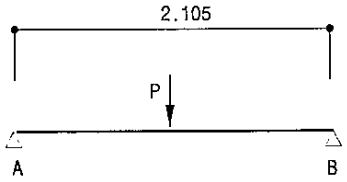
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 \quad < 0.3$$

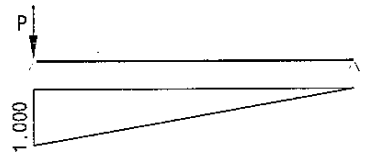
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.745) + 24.0 \times 0.491 \} \times 1.265 = 226.959 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$Ml = \frac{PL}{4} = \frac{226.959 \times 2.105}{4}$$

$$= 119.444 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 226.959 × 1.000 = 226.959 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

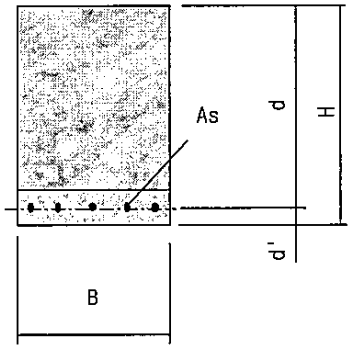
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	6.104	119.444
Vu	kN	10.274	226.959

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 6.104 + 2.150 \times 119.444 = 264.740\ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 10.274 + 2.150 \times 226.959 = 501.318\ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 264.740 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]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.03268 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.167\ As^2 + 196350\ As$

$=$ 264740000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,389.3 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 1,333.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,852.4 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.75\ Pb$ = 0.03251 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.119)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 385.00 mm > $c = a/0.85$ = 58.44 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 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

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 288.844 kN · m > Mu = 264.740 kN · m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

$ln / d = 2.105 \div 0.770 = 2.734 < 4$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 853.555 kN > Su = 501.318 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 213.389 kN < Su = 501.318 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm 0.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm 0.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.734}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.734}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

$\therefore \Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 501.318 kN 0.K.

4.4.2 중간지점부 가로보

1) 가로보제원

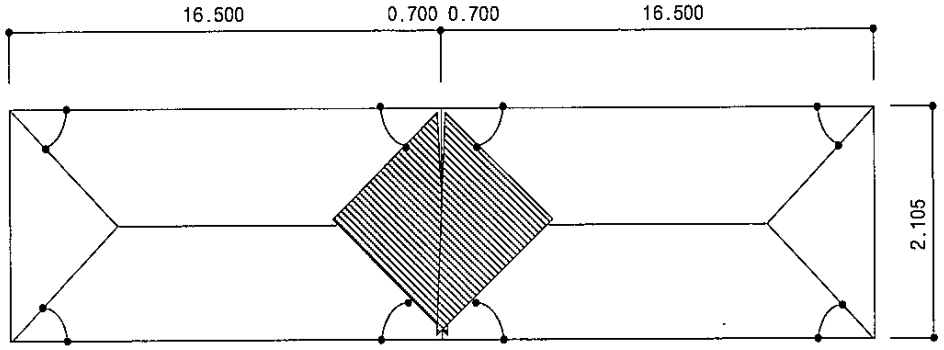
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.900 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.900 − 0.800 = 2.100 m

교량사각 : 94.0 °　　가로보 사지간 : 2.100 ÷ SIN(94.0) = 2.105 m

2)작용하중

(1)고정하중



빔　　폭: 1.400 × SIN (94.0) = 1.397 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (94.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 77965 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 2.105 × 2500 + 0.050 × 2.105 × 2350) × 10 = 15104 N/m

2.105

W2 = 15104

W1 = 88010

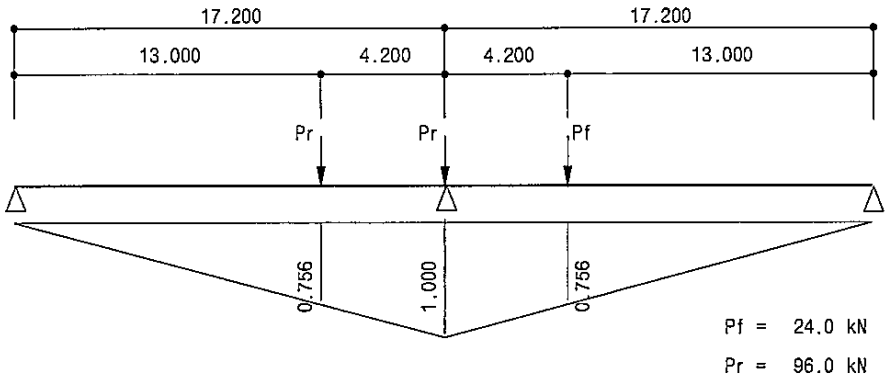
작용 단면력

Rad = 88010 × 2.105 × 1/2 + (2.105 × 15104 × 1/2) × 1/2 = 100585 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{88010 \times 2.105^2}{8} + \frac{15104 \times 2.105^2}{12} = 54331 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



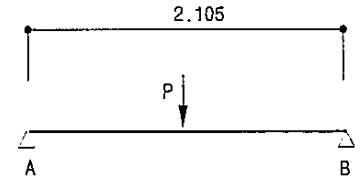
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 17.200} = 0.262 < 0.3$$

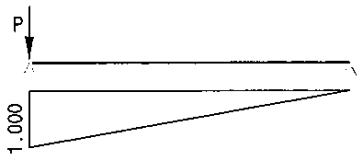
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.756) + 24.0 × 0.756)} × 1.262 = 235.685 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.685 \times 2.105}{4}$$

$$= 124.037 \ kN \cdot m$$



RAl = 235.685 × 1.000 = 235.685 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구분	단위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	54.331	124.037
Vu	kN	100.585	235.685

(4) 극한단면력

Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 × 54.331 + 2.150 × 124.037 = 337.310 kN · m

Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 × 100.585 + 2.150 × 235.685 = 637.483 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 337.310 kN·m

b = 1400.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 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 + 612765 As

= 337310000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 551.1 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 14,567.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 15,699.6 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 734.7 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00045 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 2395.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 928.713 kN·m > Mu = 337.310 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트 구조설계기준 1999. P148 참조)

ln / d = 2.105 ÷ 2.403 = 0.876 < 5

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 29647.600 kN > Su = 637.483 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 7411.900 kN > Su = 637.483 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 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 = 801 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)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.8 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.876}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.876}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2290.732 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 7411.900 + 2290.732 = 9702.632 kN < 29647.600 kN

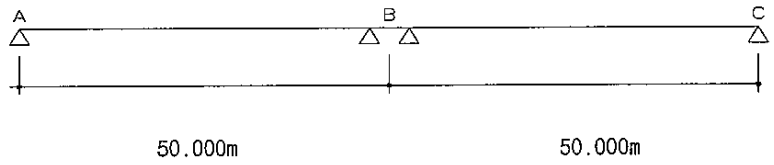
∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9702.632 > Vu = 637.483 kN O.K.

4.5 2경간 연속부 검토

1차 사하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM 에서 흡수
2차 사하중 : 활하중 및 포장, 난간 기타
본 계산에서는 2차 사하중에 의해 발생하는 부모멘트에 의하여 설계한다.

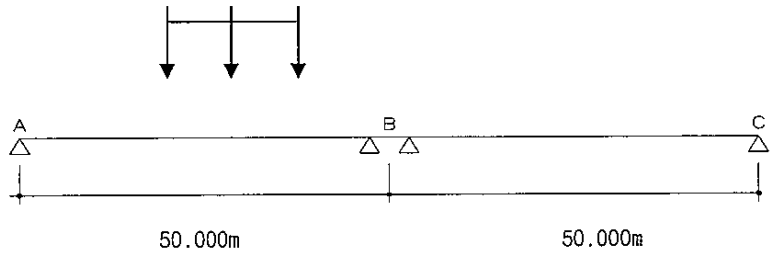
4.5.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (50.000 + 50.000 = 100.000)

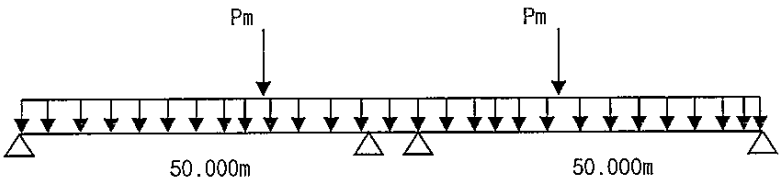


(2) 활하중(도로교설계기준, 2005, p.7)

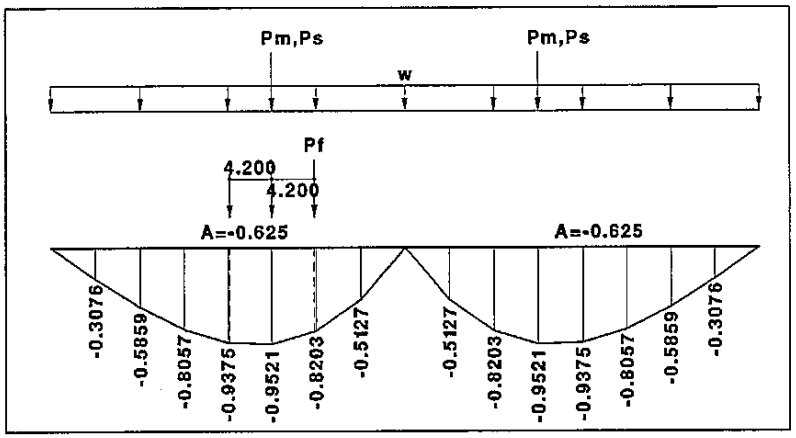
- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)



- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 영향선 (2경간 연속)



(4) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 50.000)$$
$$= 0.167 \leq 0.3$$

(5) 고정하중에 의한 부재력 산정

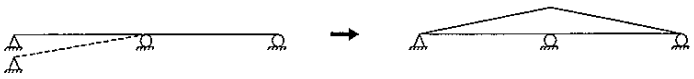
구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽(좌)	0.394	1	25.000	9.850	
포 장	0.780	1	23.500	18.318	
중분대	0.422	0	25.000	0.000	
방호벽(우)	0.394	1	25.000	9.850	
방음판		0		0.000	
합 계				38.018	

- 계산서 횡분배 계수를 적용하여 각거더에 분배하여 모델링에 재하

$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$
$= (0.625 + 0.625) \times 0.1 \times 38.018 \times 2500.000$
$= 11880.703 \ kN \cdot m$

(6) 지점침하 (가정 지점침하량 : 10 mm)

1) Case 1



Mu = 302.33 kN · m

2) Case 2



Mu = 604.66 kN · m

3) Case 3



Mu = 302.33 kN · m

$\therefore Md_max = 604.660 \times 9 \ ea = 5441.94 \ kN \cdot m$

(7) 활하중에 의한 부재력 산정

1) 보도부 군중하중

보도부에 0.005MPa의 등분포하중을 재하한다.

0.005 × 6000 × 3000 = 90 kN · m

2) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.000 × 4 차선 = 768.000 kN

② Pf = 48.0 × 1.000 × 4 차선 = 192.000 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(0.820 - 0.513) / 6.250 } × -2.05 = 0.774

Pr = 0.9521

Pr = 0.938 + {(0.952 - 0.938) / 6.250 } × -2.05 = 0.933

ML = { 768.000 × (0.9521 + 0.933)} × 0.1 × 50.000 +
(192.000 × 0.774) × 0.1 × 50.000

= 7983.557 kN · m

∴ 4 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 7983.557 × 0.750 = 5987.67 kN · m

3) DL 24

① W = 12.7 × ##### × 4 차선 = 50.800 kN

② Pm = 108 × ##### × 4 차선 = 432.000 kN

ML = { 50.800 × (0.625 + 0.625)} × 0.1 × 2500.000 +
{ 432.000 × (0.952 + 0.952)} × 0.1 × 50.000

= 19987.640 kN · m

∴ 4 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 19987.640 × 0.750 = 14990.73 kN · m

(8) 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, $t = \infty$일, RH = 70 %)

$\Phi s\,(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h}$

$= 1.449$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2\times(\text{교폭}\times\text{슬래브두께}))/(2\times(\text{교폭}+\text{슬래브두께})-\text{거더개수}\times\text{거더상부폭})$

$= \{ 2 \times 17100 \times 240 \} / \{ 2 \times 17100 + 240 - 9 \times 800 \} = 299$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

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, $\beta_H = 1.5\,[\,1 + (0.012\,RH)^{18}\,]h + 250$

$= 1.5\,[\,1 + (0.70)^{18}\,] \times 299 + 250$

$= 718$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.449 \times 2.84 \times 0 = 2.263$

$\therefore\ \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 2.263 \times 1$

$= 2.263$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} : 1.472$

여기서, h = (2 × Ac) / u

= (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더갯수)

= (× 1E+06 × 9) / (8016 × 9) = 257

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 2.425

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8$ 40 + 8 = 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (90)^{0.2} \} =$ 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}] × 257 + 250

= 652 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.472 ×2.425 ×0.3 = 1.396

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.396 × = 1.396

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% ≤ 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)

= 299

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

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3] : 40\% \leq RH \ 99\%$

$= -1.55 \times [1 \ 70 / 100)^3]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t - t_s)} / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 257$

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	2.263	1.396	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

  상부바닥판 유효폭 : 2900 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  강선도심까지 거리 : 1004 mm (5.2 순단면)

  거더상연까지 거리 : 916 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  슬래브중심까지 거리 : 916 + 240 / 2 = 1036 mm

- 건조수축에 의한 부재력

  바닥판 건조수축율 : 0.000443

  Beam 건조수축율 : 0.000377

  * 작용부재력

  바닥판 면적 : 2900 × 240 = 696000 mm^2

  $P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 7E+05 = 1277205 N

  $M_c = P_c \times y_c$ = 1277205 × 1036 = 1323184380 N · mm = 1323.184 kN · m

  M_c = 1.786 × 1323.184 = 2362.829 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

  * 프리스트레스의 계산

  프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

  P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 × 1600 × 1018 = 1303552 N

  $w = (8 \times P \times e) / \ell^2$

  = (8 × 5 × 1303552 × 1004) / 50900 ²

  = 20.203 N/mm 20.203 kN/m

  따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

  ∴ $Mps = W \times \ell^2 / 8$ = 6542.767 kN · m

* 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\varnothing})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 6542.767 kN · m

$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_1$ 2.263 - 1.396 = 0.867

= (2585.6 - 6542.767) × (1 - $e^{-0.916}$) = 2294.325 kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	2362.829	2294.325

(7) 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 × 11880.7 + 2.15 × 15080.7 = 47868.5 kN · m

= (1.3 × 11880.7 + 2.15 × 15080.7) - 7051 = 40818.0 kN · m

∴ Mu = 47868.5 / 17.100 = 2799.3 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 11880.7 + 1.3 × 15080.7 + 1.3 × 10099.1 = 48178.7 kN · m

= (1.3 × 11880.7 + 1.3 × 15080.7 + 1.3 × 10099.1) - 7050.5

= 41128.2 kN · m

∴ Mu = 48178.7 / 17.100 = 2817.5 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 2817.467 kN · m / m

4.5.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 2817466943.197 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 2473.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 2343.0 (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 + 796620 As -2817466943.197 = 0 에서

As(req) = 3584.568 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0015

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 3584.568

② As(min) = 8200.500 ∴ As = 4779.42 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 4779.424

(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

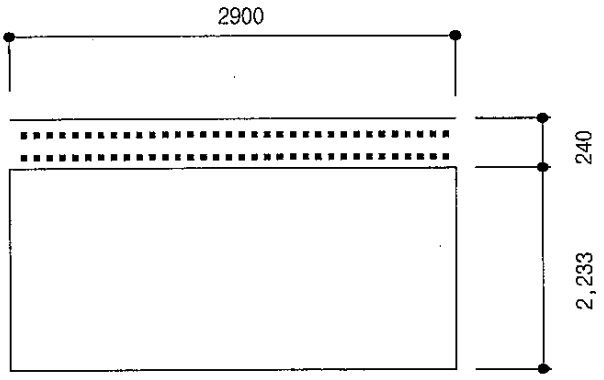
∑ = 6193.600 mm^2 O.K

(4) 설계휨강도

ϕf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 4820.284 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ ϕf Mn = 4820.284 kN · m > Mu = 2817.467 kN · m O.K



4.5.3 주장율 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축 방향 철근 배근
* 주장율 : 0.0035 mm/mm^2 이상 (주장율 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)
* Ac = 1000 × 240 = 240,000 mm^2
* As' = 240000 × 0.015 = 3600.0 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
			Σ	16	6193.600

* As = 6193.600 mm^2 > 3600.0 mm^2 O.K
* 철근직경 = 22.20 mm
* 주 장 율 = π×22.20×16/240000 = 0.0046 > 0.0035 mm/mm^2 O.K

4.5.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 1571.43 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 2473.00mm d = 2343.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0026

np = 0.02188

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2+2np\}}$

= 0.18843

j = 1 - k / 3 = 0.9372

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 115.545 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

= 559.051 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 545.241 mm

Sa는 작은 값인 545.241 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 545.241 mm) O.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

Tmin = L/28 지간 = 2.10m

= 0.075

= 75.00mm < Tuse = 2473.00cm

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

M_L = 301.615 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 22.177 MPa < 150 MPa

O.K

4.6. 강가로보 설계

4.6.1 중앙부 강가로보 설계

(1) 설계단면력 : 3D FRAME 해석 결과

· 관용적인 방법에 의한 방법은 격벽이 슬래브와 분리되어 있어 검토 생략함.

외측 격벽 Max

구 분	M(kN·m)	S(kN)	비 고
합성전 고정하중	-0.570	2.876	자중
합성후 고정하중	147.130	46.505	포장, 방호벽
합성후 활하중	284.456	156.136	DB24, DL24
계	431.016	205.517	

(2) 단면검토

H-beam (SS- 400)

· 탄성계수 : Ets = 2.05 x 10^6 Kgf/cm² (20500 KN/㎠) (도로교 설계기준 2.3.3)

H-PILE 제원 : 800.0 x 300.0 x 14.0 x 26.0

표준단면치수				단면적	단면2차모멘트	단 면 계 수	단위중량
H	B	t1	t2	A	I	Zx	W
mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	KN/m
800	300	14	26	267.4	292000.00	7290	2.10

설계 부재력은 Mu = 431.016 kN · m Su = 205.517 kN

υ = Su / Aw = 205.517 × 10^3 / 2.67E+04 = 7.69 MPa < υa = 80 MPa O.K

fu = Mu·Ysu / In = 431.016 × 10^6 / 7290000

= 59.124 MPa < fca = 140.00 MPa O.K

fl = Mu·Ysl / In = 431.016 × 10^6 / 7290000

= 59.124 MPa < fta = 140.00 MPa O.K

* 합성응력의 검토

$$\left(\frac{59.12}{140.00}\right)^2 + \left(\frac{7.69}{80.00}\right)^2 = 0.188 < 1.2 \quad \text{O.K.}$$

(3) BOLT의 연결

Nr = 열당 볼트 개수 = 9 EA , 9 EA

Muse = 사용 볼트 열수 = 2 열

Nuse = 사용 볼트 개수 = Muse × Nr = = 18 EA

* 중립축에서 각 볼트열까지의 거리

y1 = 76 mm , y2 = 152 mm , y3 = 228 mm , y4 = 304 mm

y5 = 0 mm , y6 = 0 mm , y7 = 0 mm , y8 = 0 mm

y9 = 0 mm , y10 = 0 mm

fyi2 = (76^2 + 152^2 + 228^2 + 304^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2

+ 0^2 + 0^2 + 0^2) × 2 × 2 열 = 693120 mm^2

* 볼트력의 계산

I_w = 14.0 × 748 ^{3} / 12 = 488260491 mm^4

M_w = 431016000 × 488260491 / 2920000000.0 = 72071262 N · mm

ρ_p = N_w / N = 0 / 18 = 0 kN

ρ_m = Mf × ymax / fyi2 = 72071262 × 304.0 / 693120 = 31.6 kN

ρ_{p+m} = ρ_p + ρ_m = 0 + 32 = 31.6 kN

< ρ_a = 48.0 kN - O.K -

ρ_s = 205.52 / 18 = 11.4 kN

< ρ_a = 48.0 kN - O.K -

합성력에 대한 검토

$\sqrt{((\ 0\ +\ 31.6\ )^2 + 11.4^{\ 2}\ )}$ = 33.6 kN

< ρ_a = 48 kN - O.K -

T.S.B S 10 T (M 22) 사용

BOLT의 사용갯수 = 1 열× 9 EA + 2 열× 9 EA = 18 EA

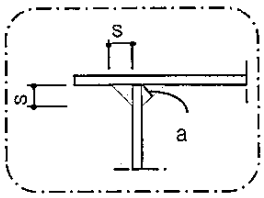
(4) 매입 PLATE 용접검토 (SM- 490)

① 설계용접(필렛 용접) 치수 검토

t_1 = 12 mm , t_2 = 19 mm

t_1 = 12 mm > S > $\sqrt{(2 \times t_2)}$ = 6.16 mm

∴ S = 10 mm 적용



② 용접길이검토

용 접 치 수 : s = 10 mm

유효 목두께 : a = 0.707 × 10.0 = 7.070 mm

허용전단응력 : τa = 110.0 × 1.0 = 110.0 MPa

용접길이산정 : L = 2 × 692.0 = 1384.0 mm

③ 용접부 전단응력 검토

$$\tau = \frac{T}{a \times L} = \frac{205517.00}{7.070 \times 1384.0}$$

= 21.00 MPa < τa = 110.0 MPa ---- O.K

④ 용접부 휨응력 검토

* 단면계수 산정

I = 7.07 × (692.00)^3 / 12 × 2 =

7.07 × 32.14 × (349.54)^2 × 2 = 445992371 ㎜^{4}

$$z = \frac{I}{Y} = \frac{445992371}{346.00} = 1.289E+06 \text{ ㎜}^3$$

$$f = \frac{M}{z} = \frac{72071262}{1288995.29} = 55.91$$

= 55.91 MPa < τa = 110.0 MPa —— O.K

⑤ 필렛용접 합성응력 검토

$$\left(\frac{vb}{va}\right)^2 + \left(\frac{vs}{va}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{55.91}{110.00}\right)^2 + \left(\frac{21.00}{110.00}\right)^2 = 0.29$$

= 0.29 < 1.0 —— O.K

4.7. 강가로보 Gusset Plate 설계

4.7.1 Gusset Plate설계 (도로교 설계기준 3.5.1)

(1) 연결부 강도에 대한 검토 (도로교 설계기준 3.5.1.1)

· 부재의 연결은 모재 전강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계

· H-Beam사용강재 : SS 400

연결강도(fa') : 105.00 MPa

H-Beam 복부두께 : 14 mm H-Beam 복부길이 : 748 mm

$$\text{필요단면적 : As} = \frac{14 \times 748 \times 105.0}{140.0} = 7854.0 \ \text{mm}^2$$

· Gusset Plate 사용강재 : SM 490

사용단면적 : 220 × 18 × 692 = 12456.0 mm²

* 볼트 일렬배치 (볼트지름 : 22.0 mm)

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT지름을공제 (도로교 설계기준3.5.3.7)

An = 12456 − 25.0 × 9.0 × 18.0

= 8406.0 mm² (순단면적) > 7854.0 mm² (필요단면적) O.K

$$\text{Gusset Plate 응력(fs)} = \frac{14 \times 748 \times 105}{8406} = 130.8 \ \text{MPa} < \text{fsa (=190MPa)} \quad \text{O.K}$$

(2) 응력 검토

(1) 휨모멘트 산정

Mw = 72071262 N · mm = 72.071 kN · m

(2) Gusset Plate의 단면2차모멘트

$$Ig = \frac{18 \times 692^3}{12} = 497060832 \ \text{mm}^4$$

fu : Gusset Plate의 상연응력 fl : Gusset Plate의 하연응력 (fsa = 190 MPa)

$$fu = \frac{Mw}{Ig} \cdot Ysu = \frac{72.071 \times 1000000}{497060832} \times 346.0 = 50.168 \ \text{MPa} < \text{fsa}, \quad \text{O.K}$$

$$fl = \frac{Mw}{Ig} \cdot Ysl = \frac{72.071 \times 1000000}{497060832} \times 346.0 = 50.168 \ \text{MPa} < \text{fsa}, \quad \text{O.K}$$

(3) 전단력에 의한 설계

$$\upsilon = Su / Aw = 205.517 \times 10^3 / 12456.0 = 16.50 \ \text{MPa} < \upsilon a = 110 \ \text{MPa} \quad \text{O.K}$$

(4) 합성응력 검토

$$\left(\frac{50.17}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{16.50}{110.00}\right)^2 = 0.092 < 1.2 \quad \text{O.K.}$$

4.8. 강가로보 연결 매입앵커 검토

(1) 매입앵커의 전단 저항력

$$F1 = \frac{\pi \times \Phi^2}{4} \times N_b \times \tau_a \times 1.0$$

F1 = 392.699 kN

Φ	=	25	mm
Nb	=	10	EA
τa	=	80	MPa

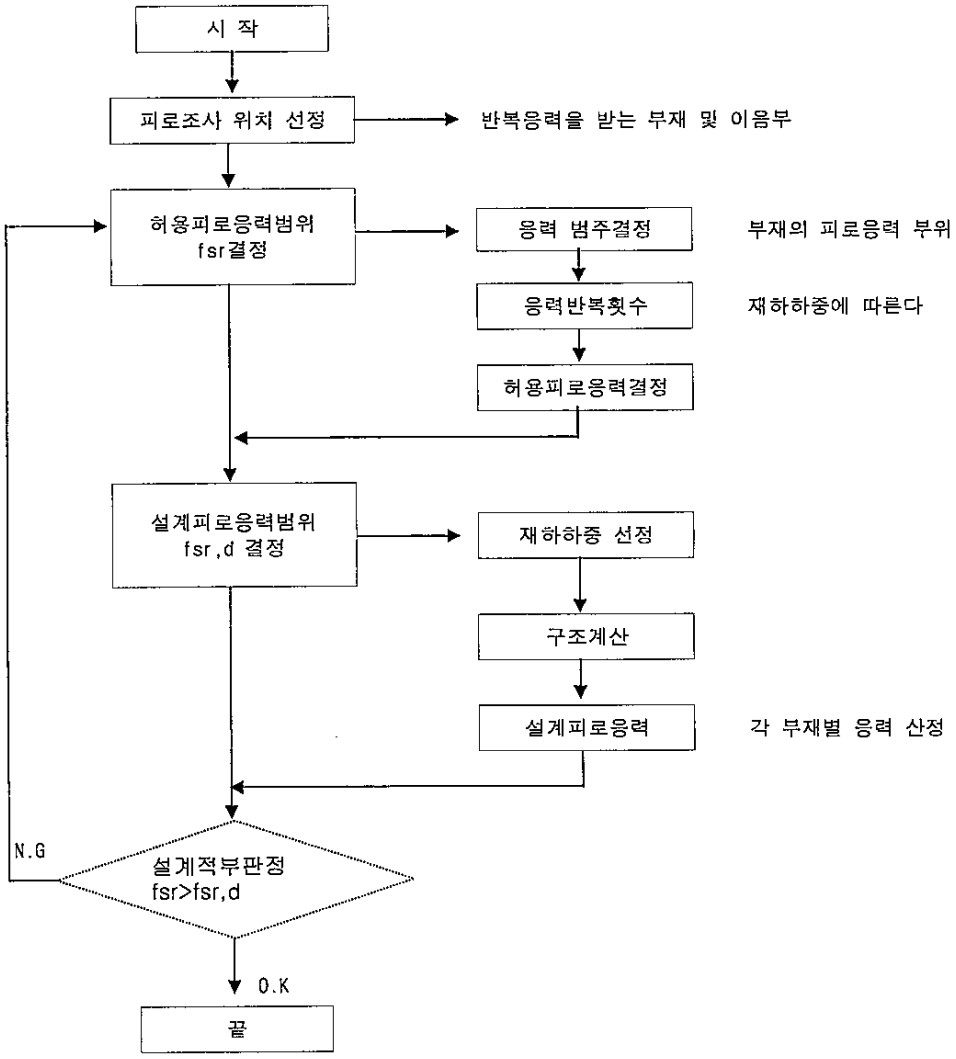
(2) 매입앵커의 전단에 대한 검토

F1 = 392.699 kN > H = 205.517 kN --> O.K

4.9. 피로검토 (도로교 설계기준 3.3.4.1)

4.9.1 선정기준

반복하중을 받는 부재와 이음부의 설계시 응력범위가 규정된 허용피로응력범위를 초과하지 않아야 한다.



[피로검토 순서도]

4.9.2 경로구조

1) 다재하경로구조 : 한부재의 파괴로 인해 전체적인 파괴가 일어나지 않도록 한 구조물

2) 단재하경로구조 : 한부재의 파괴만으로 전체구조가 붕괴되는 구조물

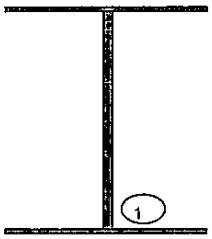
4.9.3 경로구조에 따른 허용 피로응력범위

다재하경로구조				
상세 범주	허용응력 범위 fsr(MPa)			
	10만 회	50만 회	200만 회	200만 회 이상
A	442	260	168	168
B	344	203	126	112
B'	274	161	101	84
C	250	147	91	70
				84
D	196	112	70	49
E	154	91	56	31
E'	112	64	40	18
F	105	84	63	56

단재하경로구조				
상세 범주	허용응력 범위 fsr(MPa)			
	10만 회	50만 회	200만 회	200만 회 이상
A	351	203	168	168
B	274	161	112	112
B'	218	126	77	77
C	196	112	70	63
			84	77
D	154	91	56	35
E	119	70	42	16
E'	84	49	28	9
F	84	63	49	42

4.9.4 피로조사 위치 결정

■ 다재하경로구조로 200만 회 이상 적용



1) 플랜지와 복부판의 연결부

4.9.5 허용응력범위 결정

1) 브라켓 부재

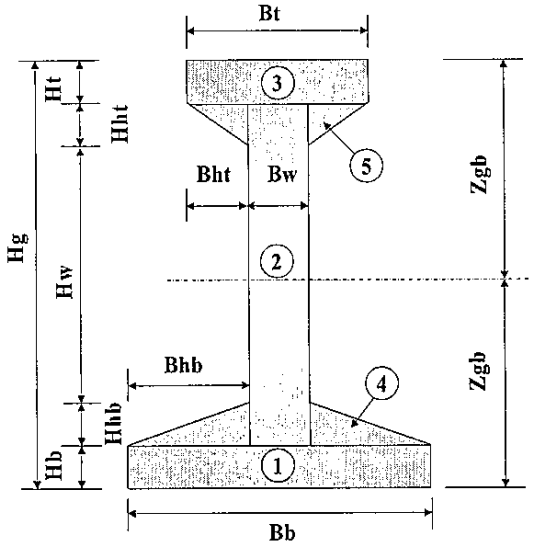
구 분	상 세 구 분	작 용 응 력	응력범주	허용응력범위(MPa)
①	FLANGE TO WEB 연결부	인장 또는 교번	B	112

2) 브라켓 부재

위 치	I(mm⁴)	고정하중 Mmax (kN-m)	활하중 Mmax (kN-m)	활하중Mmin (kN-m)	중심거리 (mm)	f_max (MPa)	f_min (MPa)	Δf (MPa)	허용응력 (MPa)	판 정
①	2.920E+09	146.56	284.46	0.00	400	59.0	20.1	39.0	112	O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

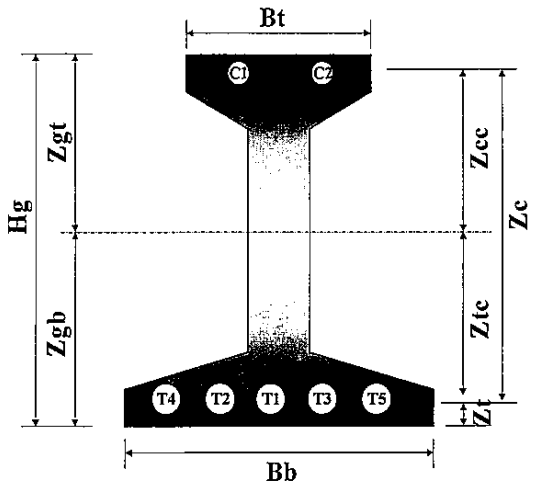


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 2.100	0.42000	1.350	0.56700	0.76545	0.154350
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.500	0.40000	1.00000	0.000533
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	2.350	0.10575	0.24851	0.000056
∑ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.105502 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.494498 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.913970 m⁴

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	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
Σ		0.00475	2.475	0.01176	0.02911	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z^2) - ΣA×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	0.115	0.00044	0.00005	1.179E-06
T2	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T3	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T4	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T5	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
Σ		0.02930	0.124	0.00362	0.00045	1.406E-05

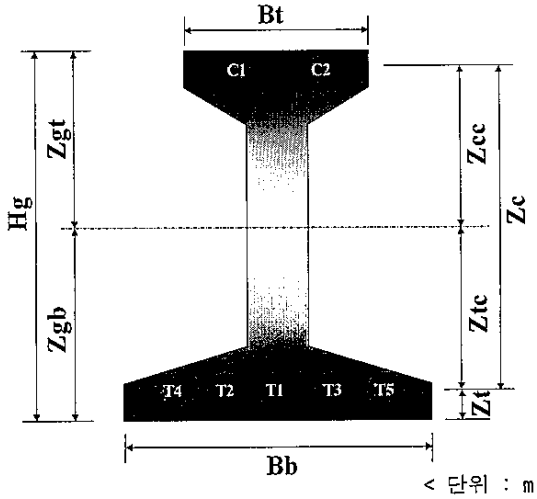
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z^2) - ΣA×zt^2 : 0.000014 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z^2	Io
총 단 면	1.04500	1.106	1.15525	1.27713	0.913970
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.475	-0.01176	-0.02911	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02930	0.124	-0.00362	-0.00045	-0.000014
Σ	1.01095	1.128	1.13987	1.24758	0.913955

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.127517 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.472483 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.347483 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.003830 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.876314 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
Σ		0.00251	2.475	0.00622	0.01540	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² = 2.513E-07 m⁴

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z²	Io
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
Σ		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.7302E-06 m⁴

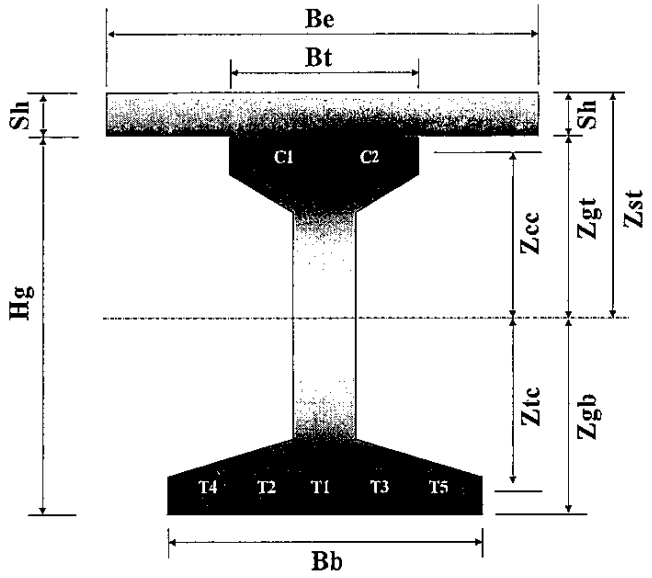
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	1.01095	1.128	1.13987	1.28522	0.876314
PS 강봉	6.474	0.01628	2.475	0.04028	0.09970	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06375	0.124	0.00791	0.00098	1.120E-05
Σ		1.09098	1.089	1.18805	1.38590	0.876327

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.088977 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.511023 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.386023 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.964963 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.968459 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.400 m

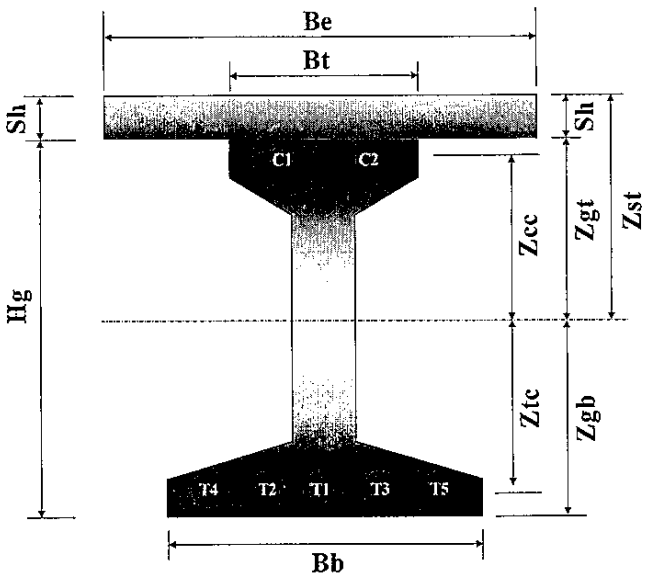
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.483	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.840	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.59400	2.720	1.61568	4.39465	0.002851
Σ		1.68498	1.664	2.80373	5.68841	0.971311

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.663955 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.936045 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.811045 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.539941 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.176045 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 1.994437 m^4

5.4.2 G2~G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

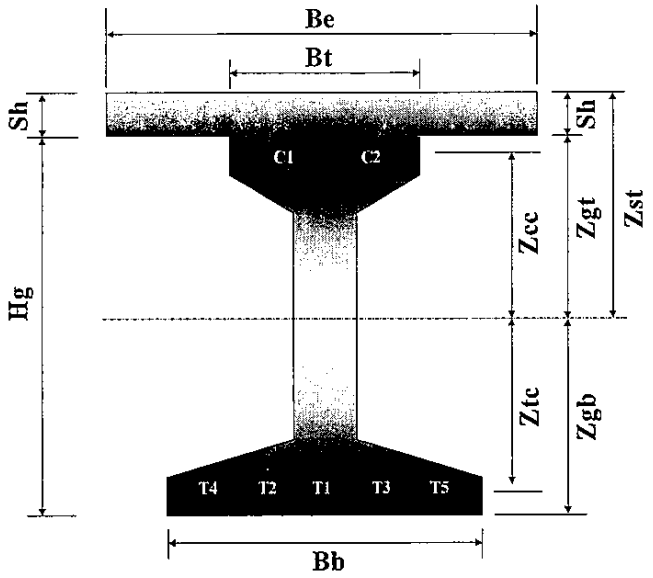
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.900	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.900	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.62640	2.720	1.70381	4.63436	0.003007
Σ		1.71738	1.684	2.89186	5.92812	0.971466

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.683878 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.916122 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.791122 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.559864 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.156122 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb² 2.030044 m^4

5.4.3 G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.400 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.483	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.840	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.59400	2.720	1.61568	4.39465	0.002851
Σ		1.68498	1.664	2.80373	5.68841	0.971311

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A$ = -1.663955 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.936045 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.811045 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.539941 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.176045 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum Io + \sum(A \times y^2) - \sum A \times zgb^2$ = 1.994437 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	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

5.5.2 G2~G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.71738	2.030044	1.156	0.916	-1.684	0.791	-1.560

5.5.3 G6 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

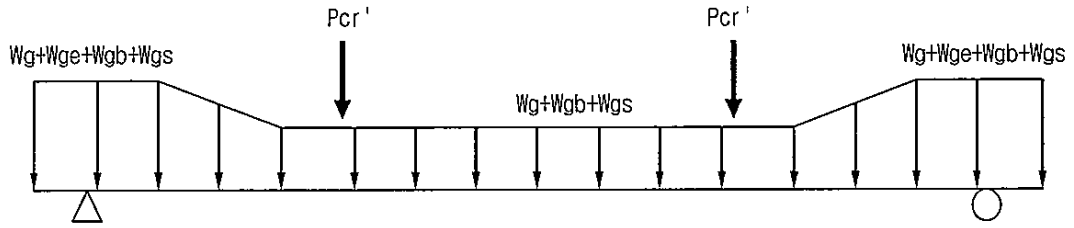
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거										
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	1.011	×	25000				=	25274	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	1.135	×	25000				=	28375	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	1.135	×	1	×	25000	× 1 EA	=	17025	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~T5 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	4 EA	×	16 EA		=	705	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(2) G2~G5 거더 : 0.240 × 2.900 × 25000 = 17400 N/m

(3) G6 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

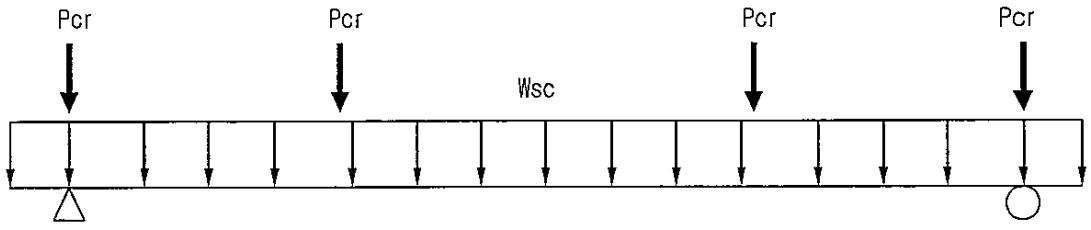
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.45 × 25000 = 24288 N

(2) G2~G5 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.90 × 25000 = 48575 N

(3) G6 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.45 × 25000 = 24288 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

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

(4) 기타 하중

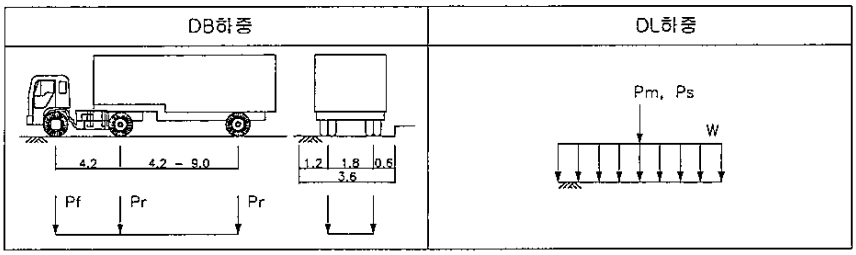
	위치	하중크기
1) 중분대	8.55m	10540N/m
2) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
3) 난간(우)	16.925m	1000N/m
4) G1RIB	1.30m	1260N/m
5) G2RIB	4.20m	870N/m
6) G3RIB	7.10m	870N/m
7) G4RIB	10.00m	870N/m
8) G5RIB	12.90m	870N/m
9) G6RIB	15.80m	1260N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 4 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)	2.026298	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.027418	0.003911
요소 중심간격(V)	2.900	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 8.550m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 20967.264

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.892$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 121.554

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.104$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

$K0 = 2\times\lambda\times Bb\times[A]\times[B]\times[C]$

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\dfrac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\dfrac{1}{2}$ (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)

$K1 = 1/2\times\sigma\times Bb\times[D]\times[E]\times[F]$

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

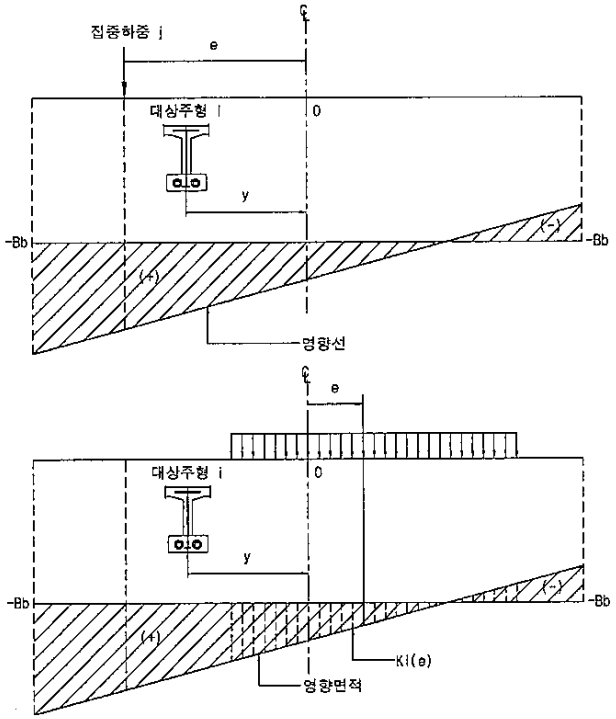
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 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 7.250	G2 4.350	G3 1.450	G4 -1.450	G5 -4.350	G6 -7.250	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-8.550	-0.008	-0.035	-0.042	0.028	0.273	0.784	1.000
-0.75×Bb	-6.412	-0.015	-0.007	0.030	0.132	0.324	0.537	1.000
-0.50×Bb	-4.275	-0.018	0.030	0.111	0.237	0.341	0.299	1.000
-0.25×Bb	-2.137	-0.008	0.085	0.207	0.317	0.268	0.130	1.000
0.00×Bb	0.000	0.034	0.168	0.298	0.298	0.168	0.034	1.000
0.25×Bb	2.137	0.130	0.268	0.317	0.207	0.085	-0.008	1.000
0.50×Bb	4.275	0.299	0.341	0.237	0.111	0.030	-0.018	1.000
0.75×Bb	6.412	0.537	0.324	0.132	0.030	-0.007	-0.015	1.000
1.00×Bb	8.550	0.784	0.273	0.028	-0.042	-0.035	-0.008	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 7.250	G2 4.350	G3 1.450	G4 -1.450	G5 -4.350	G6 -7.250	합계 (Σ)
방호벽(좌)	8.365	0.763	0.277	0.037	-0.036	-0.033	-0.008	1.000
방호벽(우)	-8.365	-0.008	-0.033	-0.036	0.037	0.277	0.763	1.000
콘크리트포장	0.000	2.494	2.743	2.864	2.864	2.743	2.494	16.200
중분대	0.000	0.034	0.168	0.298	0.298	0.168	0.034	1.000
난간(좌)	8.405	0.768	0.276	0.035	-0.037	-0.033	-0.008	1.000
난간(우)	-8.375	-0.008	-0.033	-0.036	0.036	0.277	0.764	1.000
G1RIB	7.250	0.636	0.304	0.090	0.001	-0.018	-0.012	1.000
G2RIB	4.350	0.307	0.342	0.234	0.108	0.028	-0.018	1.000
G3RIB	1.450	0.092	0.236	0.324	0.238	0.109	0.001	1.000
G4RIB	-1.450	0.001	0.109	0.238	0.324	0.236	0.092	1.000
G5RIB	-4.350	-0.018	0.028	0.108	0.234	0.342	0.307	1.000
G6RIB	-7.250	-0.012	-0.018	0.001	0.090	0.304	0.636	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 7.250	G2 4.350	G3 1.450	G4 -1.450	G5 -4.350	G6 -7.250	합계 (∑)
DB1	6.600	1.118	0.635	0.245	0.048	-0.018	-0.029	2.000
DB2	3.000	0.392	0.601	0.573	0.336	0.124	-0.025	2.000
DB3	-1.805	-0.002	0.198	0.443	0.622	0.504	0.235	2.000
DB4	-5.405	-0.034	0.020	0.135	0.363	0.669	0.846	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 7.250	G2 4.350	G3 1.450	G4 -1.450	G5 -4.350	G6 -7.250	합계 (∑)
DL1	6.600	0.559	0.319	0.122	0.023	-0.009	-0.015	1.000
DL2	3.000	0.189	0.306	0.292	0.167	0.060	-0.015	1.000
DL3	-1.805	-0.004	0.096	0.222	0.322	0.253	0.111	1.000
DL4	-5.405	-0.018	0.009	0.066	0.182	0.341	0.419	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DB1	1.118	0.635	0.245	0.048	-0.018	-0.029	2.000
DB2	0.392	0.601	0.573	0.336	0.124	-0.025	2.000
DB3	-0.002	0.198	0.443	0.622	0.504	0.235	2.000
DB4	-0.034	0.020	0.135	0.363	0.669	0.846	2.000
DB12	1.510	1.236	0.818	0.384	0.107	-0.054	4.000
DB13	1.116	0.833	0.689	0.671	0.486	0.206	4.000
DB14	1.084	0.655	0.381	0.412	0.652	0.818	4.000
DB23	0.391	0.799	1.016	0.958	0.628	0.209	4.000
DB24	0.358	0.621	0.708	0.699	0.794	0.821	4.000
DB34	-0.036	0.218	0.578	0.986	1.173	1.081	4.000
DB123	1.357	1.290	1.135	0.906	0.549	0.162	5.400
DB124	1.328	1.130	0.858	0.673	0.698	0.713	5.400
DB134	0.974	0.767	0.741	0.931	1.040	0.947	5.400
DB234	0.321	0.737	1.036	1.189	1.167	0.950	5.400
DB1234	1.106	1.090	1.047	1.027	0.960	0.770	6.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DL1	0.559	0.319	0.122	0.023	-0.009	-0.015	1.000
DL2	0.189	0.306	0.292	0.167	0.060	-0.015	1.000
DL3	-0.004	0.096	0.222	0.322	0.253	0.111	1.000
DL4	-0.018	0.009	0.066	0.182	0.341	0.419	1.000
DL12	0.749	0.625	0.415	0.190	0.051	-0.029	2.000
DL13	0.555	0.416	0.344	0.345	0.243	0.096	2.000
DL14	0.541	0.328	0.189	0.205	0.332	0.405	2.000
DL23	0.186	0.402	0.514	0.489	0.313	0.096	2.000
DL24	0.172	0.315	0.359	0.349	0.401	0.405	2.000
DL34	-0.022	0.105	0.289	0.504	0.594	0.530	2.000
DL123	0.670	0.649	0.573	0.461	0.273	0.073	2.700
DL124	0.658	0.570	0.433	0.335	0.352	0.351	2.700
DL134	0.484	0.382	0.370	0.475	0.526	0.464	2.700
DL234	0.151	0.370	0.523	0.604	0.588	0.464	2.700
DL1234	0.545	0.548	0.527	0.521	0.483	0.375	3.000

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	5247.9	5815.5	5247.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2754.9	2930.0	2755.1	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4180.5	3535.1	4182.1		
DL 활하중	4507.8	3773.3	4509.9		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4507.8	3773.3	4509.9		
합 계	20726.1	20734.3	20728.4		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	416.4	450.6	416.4	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	267.0	225.1	266.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	423.2	396.2	423.2		
DL 활하중	433.9	390.1	433.9		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	433.9	396.2	433.9		
합 계	1843.1	1797.8	1843.1		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		448.106	506.992	506.992	506.992	506.992	448.106	
합성후		273.724	228.100	212.796	211.113	228.000	274.716	-
ADD		1472.322	1485.584	1470.280	1468.597	1485.484	1473.314	-
우측편재하	DB1	3.032	8.902	35.157	100.109	199.512	296.789	
	DB2	17.327	50.046	104.965	164.583	175.514	135.283	
	DB3	95.129	149.986	173.590	129.380	70.405	23.552	
	DB4	237.865	201.114	124.098	56.191	18.165	6.647	
	DB12	19.541	54.921	139.617	264.413	374.897	431.937	
	DB13	90.609	153.587	207.530	228.946	269.595	319.244	
	DB14	232.725	204.594	157.807	154.961	215.973	294.766	
	DB23	106.494	198.923	277.905	293.747	245.725	157.962	
	DB24	248.606	249.906	228.179	219.758	192.098	133.461	
	DB34	332.994	351.099	297.686	185.568	88.548	30.194	
	DB123	91.817	182.284	280.680	354.001	400.493	408.630	
	DB124	219.718	228.183	235.926	287.415	352.229	386.590	
	DB134	295.024	319.097	298.250	255.891	257.693	286.154	
	DB234	309.349	359.900	361.569	314.187	236.197	140.964	
	DB1234	254.425	302.634	326.790	336.531	346.271	339.534	
	DL1	3.690	11.357	40.081	104.066	197.000	305.762	
	DL2	22.024	51.993	101.450	156.550	170.612	145.153	
	DL3	104.058	145.616	164.763	122.614	71.284	30.121	
	DL4	246.703	197.473	123.536	58.355	21.002	8.212	
	DL12	24.595	59.566	140.900	260.205	367.464	450.735	
	DL13	99.681	151.523	203.199	225.780	267.570	333.206	
	DL14	241.612	203.257	161.731	160.673	215.781	304.844	
	DL23	119.080	195.892	265.213	278.598	241.318	172.765	
	DL24	261.058	247.642	223.761	213.539	189.576	144.422	
	DL34	350.767	343.096	288.338	180.975	92.290	38.335	
	DL123	103.389	181.697	273.368	343.787	394.194	429.836	
	DL124	231.187	228.255	236.035	285.247	347.642	404.338	
	DL134	310.937	313.922	293.755	254.737	257.995	299.870	
	DL234	328.449	353.889	349.610	302.318	234.361	155.484	
	DL1234	270.543	299.364	320.234	329.487	342.848	358.207	
좌측편재하	DB1	296.203	200.180	100.652	34.828	9.170	3.022	
	DB2	134.889	175.505	165.038	104.619	50.460	17.370	
	DB3	23.471	69.981	129.732	173.172	150.165	95.431	
	DB4	6.649	17.837	56.522	0.000	200.686	238.401	
	DB12	430.961	375.561	265.408	138.949	55.600	19.567	

	DB13	318.591	269.834	229.833	206.798	154.052	90.886	
	DB14	294.205	216.285	155.819	156.980	204.462	233.225	
	DB23	157.496	245.282	294.550	277.147	199.534	106.832	
	DB24	133.087	191.728	220.532	227.326	249.921	249.166	
	DB34	30.116	87.795	186.251	296.750	350.851	333.831	
	DB123	407.695	400.692	355.206	279.714	183.091	92.099	
	DB124	385.738	352.494	288.593	234.875	228.452	220.201	
	DB134	285.577	257.590	256.980	297.129	319.140	295.745	
	DB234	140.556	235.481	315.200	360.425	360.075	310.124	
	DB1234	338.764	346.173	337.776	325.601	302.994	255.054	
좌측편재하	DL1	304.493	198.102	104.807	39.639	11.696	3.672	
	DL2	144.497	170.662	157.242	100.974	52.535	22.054	
	DL3	30.051	70.724	123.107	164.128	145.830	104.514	
	DL4	8.228	20.576	58.801	122.794	196.742	247.771	
	DL12	448.816	368.625	261.633	139.995	60.446	24.596	
	DL13	331.891	268.100	227.000	202.143	152.110	100.082	
	DL14	303.637	216.416	161.841	160.573	202.910	242.613	
	DL23	172.058	240.789	279.775	264.110	196.682	119.538	
	DL24	143.822	189.152	214.663	222.557	247.498	262.117	
	DL34	38.281	91.304	181.914	286.960	342.579	352.290	
	DL123	428.074	394.706	345.503	271.995	182.740	103.755	
	DL124	402.672	348.248	286.915	234.571	228.458	232.093	
	DL134	298.726	258.055	256.229	292.142	313.805	312.246	
	DL234	154.888	233.468	303.771	347.956	353.954	329.809	
	DL1234	356.771	342.928	331.246	318.539	299.697	271.638	
ENV		448.816	400.692	361.569	360.425	400.493	450.735	
군 증		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1921.138	1886.276	1831.849	1829.022	1885.977	1924.049	

8.3.2 종점측(단위:kN)

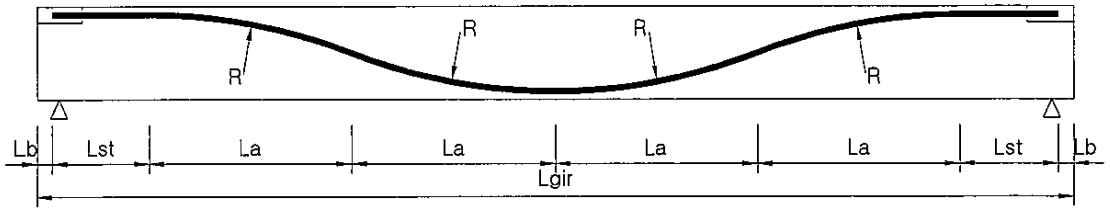
위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		448.106	506.992	506.992	506.992	506.992	448.106	
합성후		274.783	228.014	211.114	212.794	228.086	273.658	-
ADD		1473.381	1485.498	1468.598	1470.278	1485.570	1472.256	-
우측편재하	DB1	3.022	9.170	34.829	100.653	200.184	296.218	
	DB2	17.370	50.461	104.621	165.043	175.510	134.895	
	DB3	95.429	150.170	173.177	129.736	69.982	23.471	
	DB4	238.397	200.693	123.583	56.523	17.837	6.649	
	DB12	19.567	55.601	138.952	265.414	375.570	430.981	
	DB13	90.885	154.057	206.803	229.838	269.840	318.606	
	DB14	233.221	204.469	156.983	155.822	216.289	294.219	
	DB23	106.831	199.540	277.155	294.558	245.287	157.502	
	DB24	249.163	249.929	227.332	220.537	191.732	133.091	
	DB34	333.826	350.863	296.758	186.256	87.796	30.116	
	DB123	92.099	183.096	279.722	355.214	400.701	407.714	
	DB124	220.197	228.459	234.880	288.600	352.502	385.756	
	DB134	295.741	319.150	297.137	256.985	257.596	285.590	
	DB234	310.120	360.087	360.435	315.208	235.487	140.560	
	DB1234	255.050	303.004	325.610	337.784	346.181	338.779	
	DL1	3.672	11.696	39.639	104.807	198.102	304.497	
	DL2	22.054	52.535	100.974	157.242	170.662	144.498	
	DL3	104.514	145.831	164.127	123.107	70.724	30.051	
	DL4	247.771	196.743	122.794	58.801	20.576	8.228	
	DL12	24.596	60.447	139.995	261.633	368.625	448.821	
	DL13	100.082	152.111	202.143	227.001	268.100	331.895	
	DL14	242.613	202.911	160.573	161.841	216.416	303.641	
	DL23	119.538	196.683	264.110	279.776	240.789	172.060	
	DL24	262.117	247.500	222.557	214.663	189.152	143.824	
	DL34	352.291	342.581	286.960	181.914	91.304	38.281	
	DL123	103.755	182.741	271.995	345.504	394.706	428.079	
	DL124	232.093	228.460	234.571	286.916	348.249	402.677	
	DL134	312.246	313.808	292.142	256.230	258.056	298.729	
	DL234	329.809	353.957	347.955	303.772	233.469	154.889	
	DL1234	271.638	299.699	318.539	331.246	342.928	356.775	
좌측편재하	DB1	296.784	199.519	100.111	35.157	8.902	3.032	
	DB2	135.282	175.521	164.588	104.968	50.047	17.327	
	DB3	23.552	70.407	129.384	173.594	149.990	95.132	
	DB4	6.647	18.166	56.192	124.101	201.119	237.877	
	DB12	431.930	374.910	264.420	139.620	54.922	19.541	

	DB13	319.239	269.604	228.952	207.535	153.591	90.612	
	DB14	294.761	215.980	154.965	157.810	204.598	232.736	
	DB23	157.960	245.733	293.756	277.912	198.927	106.497	
	DB24	133.459	192.104	219.764	228.184	249.912	248.617	
	DB34	30.194	88.550	185.573	297.694	351.108	333.009	
	DB123	408.624	400.506	354.011	280.687	182.288	91.820	
	DB124	386.584	352.241	287.422	235.931	228.188	219.728	
	DB134	286.149	257.701	255.897	298.257	319.104	295.037	
	DB234	140.963	236.205	314.196	361.578	359.909	309.361	
	DB1234	339.529	346.283	336.540	326.798	302.641	254.436	
좌측편재하	DL1	305.762	197.001	104.066	40.081	11.357	3.690	
	DL2	145.153	170.613	156.550	101.450	51.993	22.024	
	DL3	30.121	71.284	122.614	164.764	145.616	104.059	
	DL4	8.212	21.002	58.355	123.536	197.473	246.706	
	DL12	450.735	367.467	260.205	140.900	59.566	24.595	
	DL13	333.206	267.572	225.780	203.200	151.523	99.682	
	DL14	304.844	215.783	160.673	161.732	203.257	241.614	
	DL23	172.765	241.319	278.598	265.213	195.892	119.081	
	DL24	144.422	189.577	213.538	223.761	247.642	261.061	
	DL34	38.335	92.290	180.975	288.338	343.096	350.771	
	DL123	429.837	394.197	343.787	273.368	181.697	103.389	
	DL124	404.338	347.645	285.247	236.035	228.255	231.189	
	DL134	299.870	257.997	254.737	293.755	313.922	310.941	
	DL234	155.484	234.363	302.318	349.610	353.889	328.452	
	DL1234	358.207	342.851	329.487	320.235	299.365	270.546	
ENV		450.735	400.506	360.435	361.578	400.701	448.821	
군 증		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1924.116	1886.004	1829.033	1831.856	1886.271	1921.077	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 57.853 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.315 m , La = 11.625 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.405 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.315 + 0.405 × 57.853 = 24.724 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

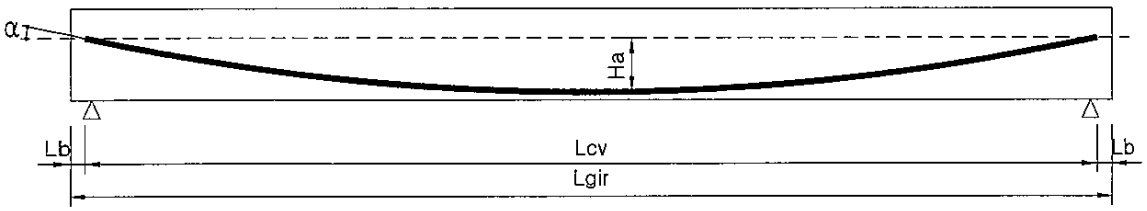
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 286865 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 254242 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 49.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

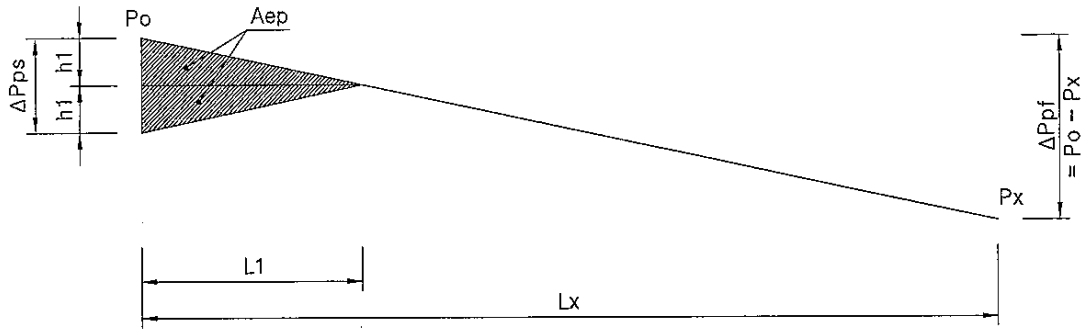
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.625	0.002693	0.13154	49.273	24.636	0.250	0.005	471786
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	443049
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	413995
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	384717

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	24.565	5175	1508400	17.073	176701	0
C2	24.565	5175	1508400	17.073	176701	0
T1	24.724	11603	1165080	10.021	232533	0
T2	24.636	19150	2663040	11.792	451650	0
T3	24.599	18011	2663040	12.160	438009	0
T4	24.576	16846	2663040	12.573	423608	0
T5	24.565	15661	2663040	13.040	408439	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T2 → T5 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
①강선 경우 : $fps2 + fps3 + fps4 \cdots fpsN$
②강선 경우 : $fps3 + fps4 \cdots fpsN$
③강선 경우 : $fps4 \cdots fpsN$
…
ⓝ강선 경우 : 0

$fpsi = Pr / Anet + Pr \cdot e^2 / Inet$

- 긴장회수(N) = 4 회
- PS 강연선의 탄성계수(Ept) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(Eci) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- Pr = Po - ΔPpf - ΔPps
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 1.01095 m^2 , Inet = 0.87631 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 8215500 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3265000	-471786	0	2793214	-1.002517	4
T3	3265000	-443049	0	2821951	-1.002517	1
T4	3265000	-413995	0	2851005	-1.002517	2
T5	3265000	-384717	0	2880283	-1.002517	3

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.028	18.209	-2.350	15.859	109.112	242.141
T4	6.090	12.119	-2.350	9.769	67.213	149.159
T5	6.152	5.966	-2.350	3.616	24.881	55.215
T2	5.966	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	24.237	36.294	-9.399	26.895	185.040	410.640

Δfpe의 평균치 : 46.260 MPa

ΔPpe의 평균치 : 102.660 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	-712500	127121	0	0	-585379	1.34748	-788789
C2	-712500	127121	0	0	-585379	1.34748	-788789
PS강봉 소계(압축)					-1170758	1.34748	-1577578
T1	1425000	-286865	0	0	1138135	-1.01252	-1152381
T2	3265000	-471786	0	35875	2829089	-1.00252	-2836208
T3	3265000	-443049	0	-242141	2579810	-1.00252	-2586302
T4	3265000	-413995	0	-149159	2701846	-1.00252	-2708645
T5	3265000	-384717	0	-55215	2825068	-1.00252	-2832177
PS강연선 소계(인장)					12073948	-1.00383	-12115713

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1171	1.347	-1577.58	
	강선	gs	12074	-1.004	-12115.71	
합성전 고정하중		bl			5247.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2754.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4507.80	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10903 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1171}{0.002514} = 465.695 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12074}{0.0098477} = -1226.068 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5247.90}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.188	-5.901	48.624	-33.852	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2754.90}{1.99444} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fal	MPa	1.462	1.164	1.293	-2.298	7.253	-13.771	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4507.8 + 0}{1.99444} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fll	MPa	2.392	1.904	2.116	-3.761	11.868	-22.533	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{552.0}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fsh	MPa	0.101	0.042	0.046	-0.673	0.076	4.137	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.06 - 7 \times 7.36 = 153.227$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.47 + -9.41 = 17.06$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.23 + -2.13 = -7.36$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} -1.004 = 26.471 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5248}{0.96846} -0.965 = -5.229 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2755}{1.99444} -1.540 = -2.127 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -153.227 \times 0.0098 = -1508.933$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1508.933}{1.6850} + n \cdot \frac{2323.668}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fcr	MPa	0.427	0.176	0.195	-2.834	0.320	17.413	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 465.70\ + 48.62\ + 7.25\ ) \times 0.03 = 15.647\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.647 \times 0.0025 = -39.337\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-39.337}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.904}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgb	MPa	-0.038	-0.034	-0.038	0.003	-0.235	0.008	

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	295.463	0.000	36.400	153.227	4.836
T2	0.002219	212.593	16.166	36.400	153.227	9.021
T3	0.002219	199.644	-109.112	36.400	153.227	22.455
T4	0.002219	186.552	-67.213	36.400	153.227	19.181
T5	0.002219	173.3585	-24.881	36.400	153.227	15.872
Σ	0.009848	1067.609	-185.040	182.000	766.135	71.365
avg	0.001970	213.522	-37.008	36.400	153.227	14.273

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.273 \times 0.0098 = -140.56\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-140.56}{1.6850} + n \cdot \frac{216.45}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgs	MPa	0.040	0.016	0.018	-0.264	0.030	1.622	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2851200000 = 377.379$

$B = 1 + m = 1 + 377.379 = 378.379$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 377.379 \times 0.12 = -43.774 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 377.379 \times 0.005 + 377.379 \times 0.014$

$= 10.417$

$P = (1383.68 + 1153.56858) / 2 \times (138.7 \times 71)$

$= 12493031 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1715178.111 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -204333.944 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 116447.630 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13471.762 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.825$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.950$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.935$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.572$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.175$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.217$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.402$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.825	2.950	-5.935	1.572	-5.444	1.393	
fsh2	MPa	-0.175	-0.217	0.402	-0.106	0.369	-0.094	
f2	MPa	2.650	2.733	-5.532	1.466	-5.075	1.299	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1171	1.347	-1577.58	
	강선	gs	12074	-1.004	-12115.71	
합성전 고정하중		bl			5815.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2930.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3773.30	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10903 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1171}{0.002514} = 465.695 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12074}{0.0098477} = -1226.068 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5815.50}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			9.074	-6.539	53.883	-37.514	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2930.00}{2.03004} \cdot y$$

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	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
fal	MPa	1.502	1.190	1.322	-2.430	7.392	-14.575	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3773.3 + 0}{2.03004} \cdot y$$

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	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
fll	MPa	1.934	1.533	1.703	-3.130	9.520	-18.770	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.7174} + n \cdot \frac{552.0}{2.0300} \cdot y$$

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	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
fsh	MPa	0.095	0.036	0.040	-0.667	0.041	4.097	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.06 - 7 \times 8.02 = 148.600$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26 + -9.41 = 17.06$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.79 + -2.22 = -8.02$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} -1.004 = 26.471 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5816}{0.96846} -0.965 = -5.795 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2930}{2.03004} -1.540 = -2.223 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -148.600 \times 0.0098 = -1463.363$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1463.363}{1.7174} + n \cdot \frac{2253.493}{2.0300} \cdot y$$

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	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
fcr	MPa	0.388	0.148	0.165	-2.721	0.169	16.727	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 465.70\ + 53.88\ + 7.39\ ) \times 0.03 = 15.809\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.809 \times 0.0025 = -39.744\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-39.744}{1.7174} + n \cdot \frac{-32.234}{2.0300} \cdot y$$

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	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.004	-0.231	0.011	

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	295.463	0.000	36.400	148.600	5.068
T2	0.002219	212.593	16.166	36.400	148.600	9.252
T3	0.002219	199.644	-109.112	36.400	148.600	22.686
T4	0.002219	186.552	-67.213	36.400	148.600	19.413
T5	0.002219	173.359	-24.881	36.400	148.600	16.103
Σ	0.009848	1067.609	-185.040	182.000	742.998	72.521
avg	0.001970	213.522	-37.008	36.400	148.600	14.504

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.504 \times 0.0098 = -142.83\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-142.83}{1.7174} + n \cdot \frac{219.96}{2.0300} \cdot y$$

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	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
frgs	MPa	0.038	0.014	0.016	-0.266	0.017	1.633	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.0028512 = 377.379$

$B = 1 + m = 1 + 377.379 = 378.379$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 377.379 \times 0.12 = -43.774 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 377.379 \times 0.005 + 377.379 \times 0.014$

$= 10.417$

$P = (1383.68 + 1158.5298) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12517460 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1850191.115 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -221109.940 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 116447.630 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13471.762 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 3.076$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.153$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.403$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.696$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.175$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.217$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.402$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	3.076	3.153	-6.403	1.696	-5.873	1.503	
fsh2	MPa	-0.175	-0.217	0.402	-0.106	0.369	-0.094	
f2	MPa	2.901	2.936	-6.001	1.590	-5.504	1.409	

10.3 G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1171	1.347	-1577.58	
	강선	gs	12074	-1.004	-12115.71	
합성전 고정하중		bl			5247.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2755.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4509.90	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10903 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1171}{0.002514} = 465.695 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12074}{0.0098477} = -1226.068 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5247.90}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.188	-5.901	48.624	-33.852	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2755.10}{1.99444} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fal	MPa	1.462	1.164	1.293	-2.299	7.253	-13.772	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4509.9 + 0}{1.99444} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fll	MPa	2.393	1.905	2.117	-3.763	11.873	-22.544	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{552.0}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fsh	MPa	0.101	0.042	0.046	-0.673	0.076	4.137	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.06 - 7 \times 7.36 = 153.226$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.47 + -9.41 = 17.06$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.23 + -2.13 = -7.36$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} -1.004 = 26.471 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5248}{0.96846} -0.965 = -5.229 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2755}{1.99444} -1.540 = -2.127 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -153.226 \times 0.0098 = -1508.923$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1508.923}{1.6850} + n \cdot \frac{2323.651}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fcr	MPa	0.427	0.176	0.195	-2.834	0.320	17.413	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 465.70\ + 48.62\ + 7.25\ ) \times 0.03 = 15.647\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.647 \times 0.0025 = -39.337\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-39.337}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.904}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgb	MPa	-0.038	-0.034	-0.038	0.003	-0.235	0.008	

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	295.463	0.000	36.400	153.226	4.836
T2	0.002219	212.593	16.166	36.400	153.226	9.021
T3	0.002219	199.644	-109.112	36.400	153.226	22.455
T4	0.002219	186.552	-67.213	36.400	153.226	19.181
T5	0.002219	173.359	-24.881	36.400	153.226	15.872
Σ	0.009848	1067.609	-185.040	182.000	766.129	71.365
avg	0.001970	213.522	-37.008	36.400	153.226	14.273

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.273 \times 0.0098 = -140.56\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-140.56}{1.6850} + n \cdot \frac{216.45}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgs	MPa	0.040	0.016	0.018	-0.264	0.030	1.622	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.0028512 = 377.379$

$B = 1 + m = 1 + 377.379 = 378.379$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 377.379 \times 0.12 = -43.774 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 377.379 \times 0.005 + 377.379 \times 0.014$

$= 10.417$

$P = (1383.68 + 1153.56974) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12493037 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1715177.748 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -204333.894 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 116447.630 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13471.762 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.825$ MPa

$f_{C2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.950$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.935$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.572$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.175$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.217$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.402$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.825	2.950	-5.935	1.572	-5.444	1.393	
fsh2	MPa	-0.175	-0.217	0.402	-0.106	0.369	-0.094	
f2	MPa	2.650	2.733	-5.532	1.466	-5.075	1.299	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.834

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	
계				1.581	17.833	465.695	-1226.068	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.188	-5.901	48.624	-33.852	
4	fal	1.462	1.164	1.293	-2.298	7.253	-13.771	
5	fll	2.392	1.904	2.116	-3.761	11.868	-22.533	
6	fsh	0.101	0.042	0.046	-0.673	0.076	4.137	
7	fcr	0.427	0.176	0.195	-2.834	0.320	17.413	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.038	0.003	-0.235	0.008	
9	frgs	0.040	0.016	0.018	-0.264	0.030	1.622	
10	f2	2.650	2.733	-5.532	1.466	-5.075	1.299	
계		7.035	6.000	7.866	3.570	528.555	-1271.746	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-585.379	-585.379	1138.135	2829.089	2579.810	2701.846	±2825.068
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	±0.0022
fps	(MPa)	-465.695	-465.695	1172.248	1274.824	1162.496	1217.486	±1273.012
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.000
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

11.2 G2~G5거더 응력산출

1) G2~G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.837

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	
계				1.581	17.833	465.695	-1226.068	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.074	-6.539	53.883	-37.514	
4	fal	1.502	1.190	1.322	-2.430	7.392	-14.575	
5	fll	1.934	1.533	1.703	-3.130	9.520	-18.770	
6	fsh	0.095	0.036	0.040	-0.667	0.041	4.097	
7	fcr	0.388	0.148	0.165	-2.721	0.169	16.727	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.004	-0.231	0.011	
9	frgs	0.038	0.014	0.016	-0.266	0.017	1.633	
10	f2	2.901	2.936	-6.001	1.590	-5.504	1.409	
계		6.821	5.824	7.862	3.674	530.982	-1273.051	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-585.379	-585.379	1138.135	2829.089	2579.810	2701.846	2825.068
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-465.695	-465.695	1172.248	1274.824	1162.496	1217.486	1273.012
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

11.3 G6거더 응력산출

1) G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.834

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고 .
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	
계				1.581	17.833	465.695	-1226.068	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.188	-5.901	48.624	-33.852	
4	fal	1.462	1.164	1.293	-2.299	7.253	-13.772	
5	fll	2.393	1.905	2.117	-3.763	11.873	-22.544	
6	fsh	0.101	0.042	0.046	-0.673	0.076	4.137	
7	fcr	0.427	0.176	0.195	-2.834	0.320	17.413	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.038	0.003	-0.235	0.008	
9	frgs	0.040	0.016	0.018	-0.264	0.030	1.622	
10	f2	2.650	2.733	-5.532	1.466	-5.075	1.299	
계		7.036	6.001	7.867	3.568	528.561	-1271.757	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-585.379	-585.379	1138.135	2829.089	2579.810	2701.846	2825.068
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-465.695	-465.695	1172.248	1274.824	1162.496	1217.486	1273.012
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00
		O.K	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 (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5247.90	30891	0.9685	43.87
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9944	7.01
프리스트레스 도입직후	-13693.29	30891	0.8763	-126.51
프리스트레스 손실	2419.99	30891	1.9944	9.82
활하중	4507.80	30891	1.9944	18.30

(2) G2~G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5815.50	30891	0.9685	48.62
합성후 고정하중	2930.00	30891	2.0300	12.17
프리스트레스 도입직후	-13693.29	30891	0.8763	-126.51
프리스트레스 손실	2419.99	30891	1.9944	9.82
활하중	3773.30	30891	1.9944	15.32

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.47$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 259.443 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

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.48

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25(=$ 656 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.47 ×2.425 ×0.482 = 1.718

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.718 × 0.48 = 0.825

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.22

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 259.443

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25(=$ 656 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.22 ×2.425 ×0.391 = 1.157

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.157 × 0.98 = 1.134

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -126.51) = -41.75 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 43.87 + 7.01 + -116.69)

= 11.45 mm

(4) G2~G5 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -126.51) = -41.75 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 48.62 + 12.17 + -116.69)

= 22.68 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-50.61	-50.61	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-92.36	-92.36	
바닥판 타설 후	-48.49	-43.75	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-20.20	0.93	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	18.30	15.32	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 mm

(1) G1 거더

δv = 18.30 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G5 거더

δv = 15.32 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 30775560.0 N · m

2) 단면 제원

b = 2900.0 mm (압축 플랜지의 폭)

dp = 2716.0 mm

Ap1 = 0.0098477 m^2 = 9847.7 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)

$\beta 1$ = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

$\rho p1$ = Ap / (b × dp) = 0.001250

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/$\beta 1$) × $\rho p1$ × (Fput / Fck)] = 1845.4 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 273.0 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 273.0 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.085

qp (=0.085) < 0.36 × $\beta 1$ (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

$\Phi \cdot Mn = \Phi$ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 60821.27 kN · m

$\Phi \cdot Mn$ (=60821.268) > Mu (=30775.56) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -34366.816 kN · m

fpe = 23.680 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

1.2 · Mcr (=-34366.81 < $\Phi \cdot Mn$ (=60821.268) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G6 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	725.88	5.54
합성전	416.39	1.67
합성후	266.97	5.92
활하중	433.89	19.19

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2764.9 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) = 12646.5 kN · m

fpe = 23.680 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 51.13 kN · m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 725.88 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1821.23 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 451755.87 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 451755.87 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10670734 N = 10670.73 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10419638 / 1010953 = 10.307 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9248880 × 0.2675 = 2473628.10 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10670.7 kN

3) øVc = 0.80 × 10670.7 = 8536.6 kN

1/2 øVc = 4,268.294 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G6 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	695.79	385.42
합성전	407.32	224.85
합성후	260.05	139.01
활하중	425.29	220.39

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2686.5 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) = 12646.5 kN · m

fpe = 23.680 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 946.86 kN · m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 695.79 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1781.95 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 24627.69 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 24627.69 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4522904.67 N = 4522.90 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10419638 / 1010953 = 10.307 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9248880 × 0.2675 = 2473628.10 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4522.9 kN

3) øVc = 0.80 × 4522.9 = 3618.3 kN

1/2 øVc = 1,809.162 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1950mm) 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 G6 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	403.42	5126.10
합성전	259.64	3209.50
합성후	147.34	1962.10
활하중	305.64	2878.80

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1710.6 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) = 12646.5 kN·m

fpe = 23.680 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 12912.50 kN·m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 403.42 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1186.20 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1696.74 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 1696.74 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = $(0.29 \times \sqrt{fck} + 0.3 \times fpc) \times bw \times d + V$ = 4522904.67 N = 4522.90 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10419638 / 1010953 = 10.307 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9248880 × 0.2675 = 2473628.10 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1696.7 kN

3) øVc = 0.80 × 1696.7 = 1357.4 kN

1/2 øVc = 678.694 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Av = $(V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (1710.6 - 1357.4) × 400

/ (0.80 × 300 × 2080.00)

= 283.06 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 283.06 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- N.G

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.070$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.58 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 841000$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.07 \times 841000 = 58870$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58870 / (2.9 \times 0.80)$

$= 0.051$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.184$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.696 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 1009200$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.184 \times 1009200 = 185692.8$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 185692.8 / (2.9 \times 0.80)$

$= 0.16$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 1409.2 x 1000 /(0.800 x 2.272) = 0.775 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 433.9 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.239 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.775 + 2.15 x 0.239

= 1.521 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(0.775 + 0.239 + 0.051)

= 1.385 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.051 + 0.160)

= 0.274 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 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req.\ s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272\ m$$

※ 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 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req.\ s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426\ m$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

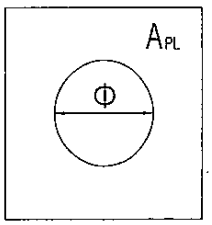
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req.\ s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426\ m$$

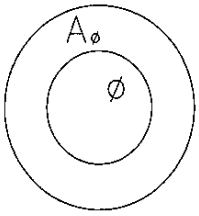
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

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	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,265,000	2,829,089	2,358,600
T3	3,265,000	2,579,810	2,150,778
T4	3,265,000	2,701,846	2,252,518
T5	3,265,000	2,825,068	2,355,248

* 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	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/16연선	3,265,000	0.107	30.5	35.2	O.K
T3	15.2/16연선	3,265,000	0.107	30.5	35.2	O.K
T4	15.2/16연선	3,265,000	0.107	30.5	35.2	O.K
T5	15.2/16연선	3,265,000	0.107	30.5	35.2	O.K

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/16연선	2,829,089	0.107	26.4	33.9	O.K
T3	15.2/16연선	2,579,810	0.107	24.1	33.9	O.K
T4	15.2/16연선	2,701,846	0.107	25.2	33.9	O.K
T5	15.2/16연선	2,825,068	0.107	26.4	33.9	O.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 295 mm

h(정착단면의 치수) = 2600 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.137706146

∑Po (도입긴장력) = 13060000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 13060000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 13060000 × sin 0.13771

= 3052865.4 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 3052865.36 / (0.8 × 300.0) = 15264.3 mm^2

e = 2600 / 2 - (250 x 4 + 500 x 2 + 500 x 1) / 4

= 675 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.13771

= 0.5 × (2600 - 2 × 67.50) + 5 × 67.50 × sin 0.13771

= 1233.3 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 × 1233.3 = 3083.25 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 × 3052865.360 = 61057.307 N

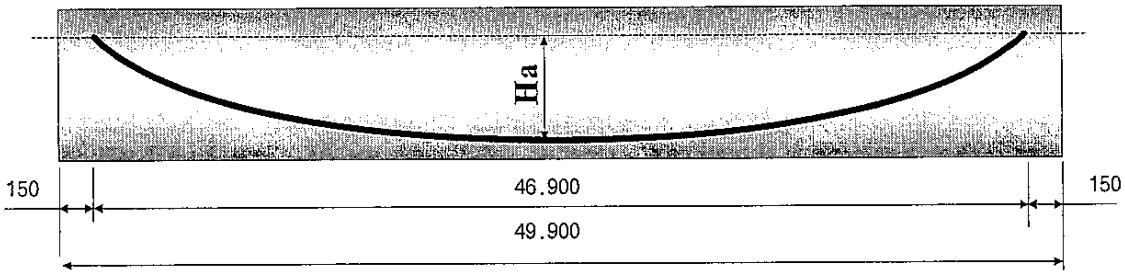
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 61057.307 / 180 = 339.207 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	49.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	2.360	49.449	0.40464
T2	0.0022192	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0022192	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0022192	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0022192	200000	0.125	49.131	0.01018

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$\triangle L = (Po + Pnet) \times (Lps/2) / (Ap \times Ep)$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	5	-712.50	-585.38	49.130	-126.819
C2	5	-712.50	-585.38	49.130	-126.819
T1	5	1425.00	1138.14	49.449	326.357
T2	4	3265.00	2829.09	49.273	338.268
T3	1	3265.00	2579.81	49.199	323.942
T4	2	3265.00	2701.85	49.151	330.387
T5	3	3265.00	2825.07	49.131	337.070

17. 신축이음의 설계 (오창JCT RAMP-A A1, A2)

가) 신축량 계산 (BICON 거더교)

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$ -신축거더의 길이는 고정단으로부터의 거리(도로교 설계기준 2005 2.4.2.2)

여기서, ΔT : 온도변화 (50 ℃) -콘크리트교의 경우 온도변화 40℃(도로설계요령 6.2.2)

α : 선팽창계수(0.000012) 강교:1.2*10⁻5 콘크리트교:1.0*10⁻5

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 50 ×0.000012 × 50 = 0.0300 m

② 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × = 0.000 m

③ creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × = 0.000 m

④ 신축 여유량

(30 mn+ 0.000 mn + 0.000 mn) × 20 % + 10.0 mn = 16.0 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 30 mn + 0.000 mn + 0.000 mn + 16.0 = 46.0 mm

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	30.0	0.0	0.0	16.0	46.0	

시점 교대

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- 말뚝 안정검토 및 응력검토
- 단면 휨 설계
- 사용성 검토
- 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
   1) 자중 및 관성력
   2) 배면토에 의한 토압
   3) 상부구조에 의한 하중
   4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
   1) 하중집계 및 조합
   2) 전도에 대한 안정
   3) 활동에 대한 안정
   4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
   1) 흉벽 설계
   2) 벽체 설계
   3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
   1.1 흉벽 설계
   2.2 벽체 설계
   3.3 기초 설계
   4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
   1) 좌측 날개벽
   2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
   1) 지간 및 하중 산정
   2) 단면력 검토
   3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
   1) 받침 연단거리 검토
   2) 최소 받침지지 길이 검토
   3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
   4) 교량받침 보강 철근 검토
   5) 교량받침 하면 보강
   6) 교량받침 콘크리트 보강

11. HCP 말뚝검토
   1) HCP 이음위치 검토
   2) HCP 말뚝 검토
   3) 말뚝머리 작용력 집계표
   4) 말뚝의 안정성 검토
   5) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1089.000	784.811	O.K
	허용인발력(kN/EA)	565.488	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	120.903	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	13.347	O.K
	수평변위(mm)	15.000	12.254	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1633.500	1035.078	O.K
	허용인발력(kN/EA)	848.232	-61.604	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	145.695	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	22.496	O.K
	수평변위(mm)	15.000	11.638	O.K

■ 단면 휨 설계

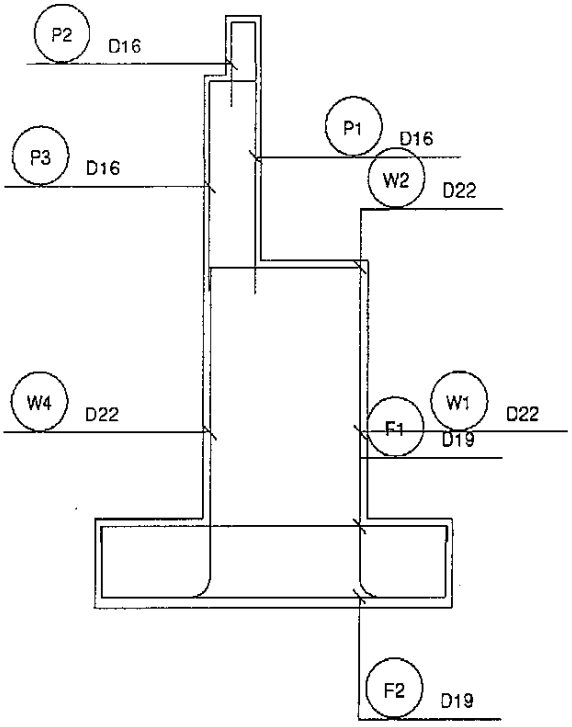
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1589.31	2292	420.802	603.833	1.435	O.K
후면저판		1200	100	798.178	2292	222.694	633.056	2.843	O.K
벽체 : H=6.800		2300	100	1757.21	3096.8	980.003	1719.323	1.754	O.K
횡벽		800	80	1072.55	1588.8	194.762	286.971	1.473	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	3318.58	4053.6	292.459	351.648	1.202	O.K
	A(T=500 mm)	500	80	4977.65	6353.6	486.65	604.78	1.243	O.K
	A변화부 (T=450 mm)	450	80	4597.65	6353.6	394.154	523.772	1.329	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1990.72	4053.6	205.775	403.331	1.96	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	3352.29	4053.6	337.959	403.331	1.193	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	3299.64	4053.6	290.907	351.648	1.209	O.K
	A(T=500 mm)	500	80	4985.8	6353.6	487.37	604.78	1.241	O.K
	A변화부 (T=450 mm)	450	80	4603.65	6353.6	394.616	523.772	1.327	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	2023.98	4053.6	209.087	403.331	1.929	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	3365.83	4053.6	339.239	403.331	1.189	O.K

■ 사용성 검토

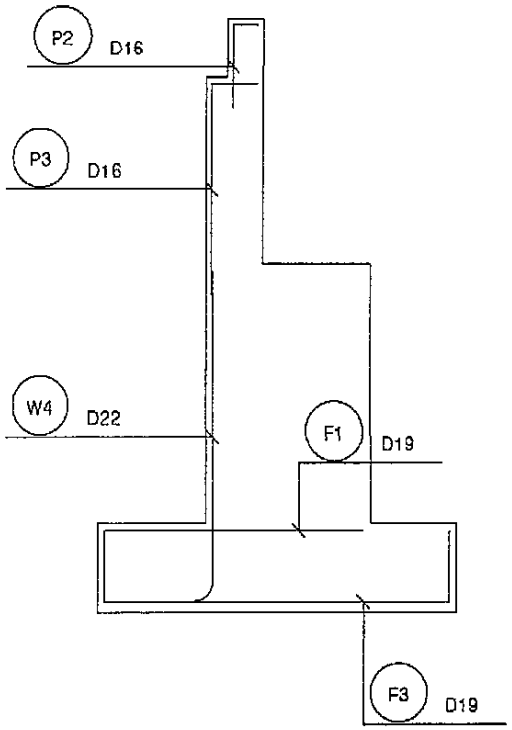
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		123.159	150	125	288.167	O.K
후면저판		47.545	150	125	1325.063	O.K
벽체 : H=6.800		59.563	150	125	1057.698	O.K
흉벽		105.83	150	125	564.116	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	128.513	150	125	444.029	O.K
	A(T=500 mm)	122.197	150	125	484.453	O.K
	A변화부 (T=450 mm)	113.131	150	125	536.093	O.K
	B(T=500 mm)	79.179	150	125	795.671	O.K
	C(T=500 mm)	130.04	150	125	436.832	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	127.831	150	125	447.299	O.K
	A(T=500 mm)	122.378	150	125	483.501	O.K
	A변화부 (T=450 mm)	113.264	150	125	535.277	O.K
	B(T=500 mm)	80.453	150	125	783.067	O.K
	C(T=500 mm)	130.533	150	125	434.547	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

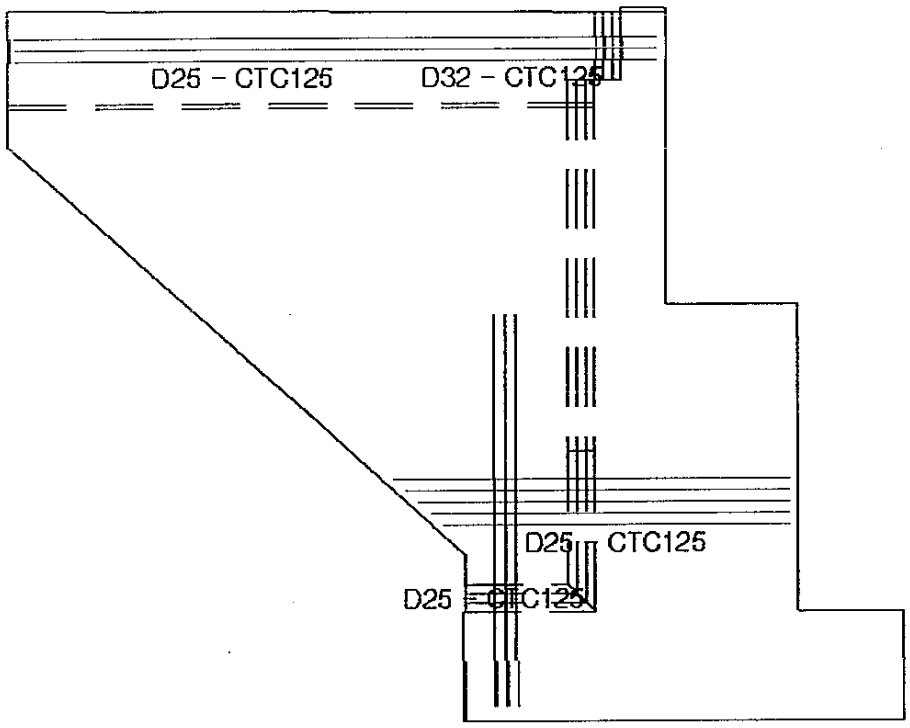


- ② Cycle (CTC = 250)

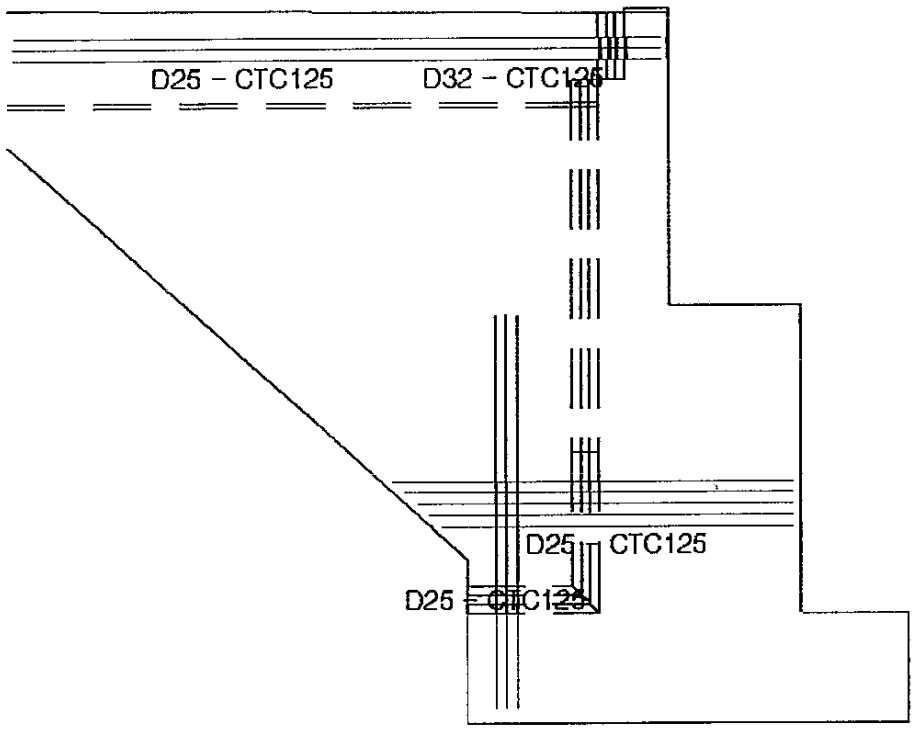


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대	
(2) 상 부 형 식	: IPC GIRDER	
(3) 교 량 등 급	: 1 등교	
(4) 교 대 총 폭	: B = 17.142 M	
(5) 교 대 총높이	: H = 8.000 M	
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초	
(7) SKEW	: 94.000 °	

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: γc = 25.000 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량	: γs1 = 20.000 kN/m³ (토사)	[도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량	: γs2 = 20.000 kN/m³	
(4) 과 재 하 중	: ql = 10.000 kN/m	
(5) 상부 고정하중 반력	: Rd = 516.609 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 112.055 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: Φ1 = 35.000 °	
(2) 기초지반의 N치	: N = 10.000	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: Φ2 = 27.247 ° {Φ2 = 15 + √15N}	
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²	
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.328 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트	
(6) 지반 가속도 계수	: A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수	
- 내진 등급 : I 등급	- 위험도 계수 : 1.400	[도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역	- 지진구역 계수 : 0.110	

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도	: fck = 24.000 MPa	
- 탄성계수	: Ec = 26986.000 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300)	: fy = 300.000 MPa	
- 탄성계수	: Es = 200000.000 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]

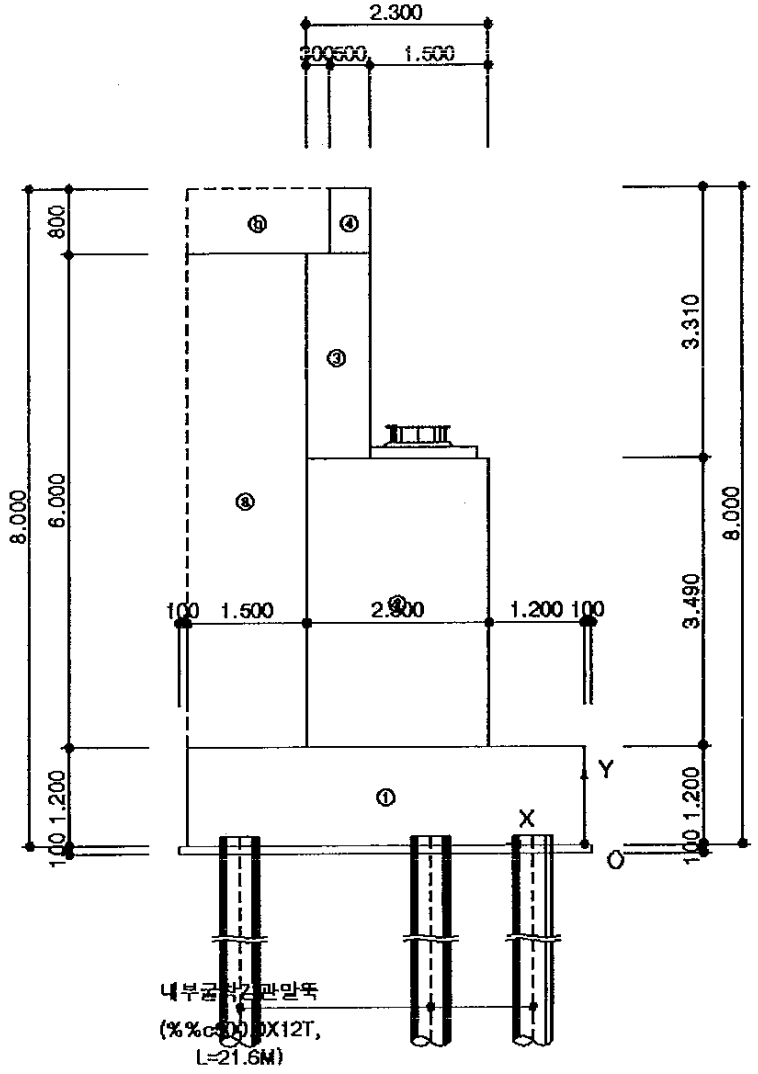
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

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

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	계
고정하중	1472.322	1485.584	1470.280	1468.597	1485.484	1473.314	8855.581
활하중	356.771	342.928	331.246	318.539	299.697	271.638	1920.819

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	계
교축방향	304.530	304.710	304.720	304.730	304.740	304.970	1828.400
직각방향	231.990	232.380	232.510	232.530	232.440	232.280	1394.130

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.000 × 1.200	= 6.000	25.000	150.000	11.550
	②	2.300 × 3.490	= 8.028	25.000	200.699	15.454
	③	0.800 × 2.510	= 2.008	25.000	50.199	3.865
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.436		410.898	31.639
뒷채움재	ⓐ	1.500 × 6.000	= 9.001	20.000	180.011	13.861
	ⓑ	1.800 × 0.800	= 1.440	20.000	28.800	2.218
	소계		= 10.441		208.811	16.078
총 계					619.708	47.718

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.500	0.600	375.000	6.930
	②	2.350	2.945	471.643	45.515
	③	3.100	5.945	155.615	22.981
	④	2.950	7.600	29.500	5.852
	소 계			1031.759	81.278
뒷채움재	ⓐ	4.250	4.200	765.045	58.218
	ⓑ	4.100	7.600	118.080	16.855
	소 계			883.125	75.072
총 계				1914.884	156.350

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1031.759 / 410.898 = 2.511 m
  Y = 81.278 / 31.639 = 2.569 m
- 뒷채움재 : X = 883.125 / 208.811 = 4.229 m
  Y = 75.072 / 16.078 = 4.669 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도),

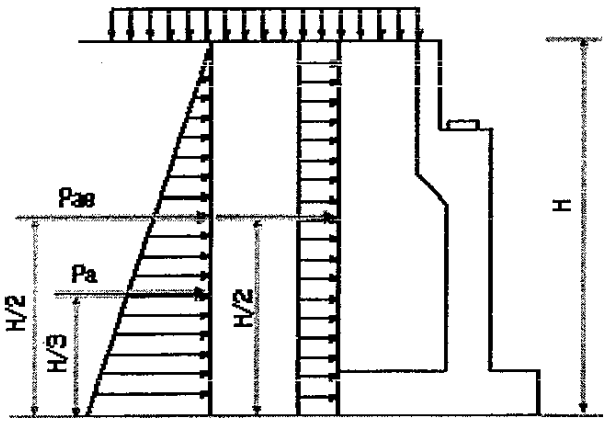
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 8.000 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 8.000^2 x cos(0.000)

= 173.455 kN

y = H / 3 = 2.667 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.000 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.000^2 x cos(0.000)

= 200.978 kN

y = H / 2 = 4.000 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.800 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.800^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 113.676 kN

y = H / 3 = 2.267 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.800 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.800^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 145.209 kN

y = H / 2 = 3.400 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 8855.581 ÷ (17.100 / sin94.000) = 516.609 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1920.819 ÷ (17.100 / sin94.000) = 112.055 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.1$

$= 0.012527$ m

교량받침의 개수 : N = 6 EA

교대의 폭원 : B = 17.142 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 4313.700 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 4313.700 \times 0.012527 \times 6 / 17.142$

$= 18.914$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5	6
KH	4313.7	4313.7	4313.7	4313.7	4313.7	4313.7
δ(m)	0.07308	0.07312	0.07312	0.07312	0.07312	0.07318

$Fm = 81.329 \times \cos 94.0 + 106.664 \times \sin 94.0$

$= 112.077$ kN/m

H1 = 1394.130 ÷ (17.100 / sin94.0) = 81.329 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 1828.400 ÷ (17.100 / sin94.0) = 106.664 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 차환하여 적용

$R \times Kh \times \sin\theta \rightarrow H2$ (교축방향 수평력)

$R \times Kh \times \cos\theta \rightarrow H1$ (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 1.800 = 18.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 8.000 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 8.000 \times \cos 0.000$

$= 21.681$ kN

$y = H / 2 = 4.000$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.800 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 6.800 \times \cos 11.667$

$= 16.716$ kN

$y = H / 2 = 3.400$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	410.898	-	2.511	2.569	1031.759	-
2. 교대구체(지진시)	410.898	31.639	2.511	2.569	1031.759	81.277
3. 뒷채움재(평상시)	208.811	-	4.229	4.669	883.127	-
4. 뒷채움재(지진시)	208.811	16.078	4.229	4.669	883.127	75.070
5. 배면토압(평상시)	-	173.455	-	2.667	-	462.567
6. 배면토압(지진시)	-	200.978	-	4.000	-	803.947
7. 뒷채움 상재하중	18.000	21.681	4.100	4.000	73.800	86.728
8. 상부 고정하중반력	516.609	-	2.093	-	1081.263	-
9. 상부 활하중반력	112.055	-	2.093	-	234.531	-
10. 교량받침마찰력	-	18.914	-	5.090	-	96.280
11. 상부관성력	-	112.077	-	5.090	-	570.519

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	637.709	195.136	1988.686	549.295
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	619.709	173.455	1914.886	462.567
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	619.709	248.695	1914.886	960.294
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8	1266.373	214.050	3304.480	645.575
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1136.318	192.369	2996.149	558.847
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8	1136.318	360.772	2996.149	1530.813

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(= 2.317) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	12.000	7.800	-
2 열	1.950	12.000	23.400	-
3 열	4.350	12.000	52.200	-
계	-	36.000	83.400	2.317

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	10931.608	3345.021	0.060	655.896
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	10623.052	2973.366	-0.027	-286.822
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	10623.052	4253.130	0.776	8243.488
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	21708.168	3569.245	0.217	4710.672
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	19478.763	3297.589	0.172	3350.347
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	19478.763	6184.354	1.027	20004.690

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(17.142 m)을 고려한 결과값임.

▣ 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.

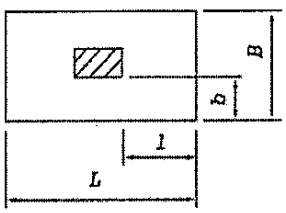
$\beta\lambda \leq 1.0$

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m^3)
= 159192.421 x 36 / (17.142 x 5.000) = 66865.110 kN/m^3
L : 확대기초의 길이 (= 17.142 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.000 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 36 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m^2)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 66865.110) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.256\ (m-1)$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 1.500) = 1.500
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.500, 뒷굽기준으로 검토

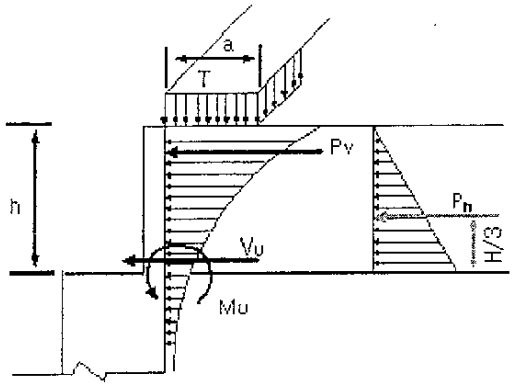


$\beta\lambda = 0.256 \times 1.500 = 0.384 \leq 1.0$, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 옹벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.310 - 0.36) = 84.853 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.310^2 x cos11.667 = 26.930 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.310 x 26.930 = 29.713 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 26.930 = 94.682 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 84.853 + 1.70 x 29.713 = 194.762 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.510 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.865 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.865 + 0.770 = 4.635 kN

Mw = 3.865 x 2.510/2 + 0.770 x (2.510 + 0.800/2) = 7.091 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 3.310^2 x cos0.000 = 34.401 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.310 x 34.401 = 56.932 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.635 + 1.00 x 34.401 = 39.036 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 7.091 + 1.00 x 56.932 = 64.023 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	94.682	194.762	
지진시	39.036	64.023	
설계단면력	94.682	194.762	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.800 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.089	2.501	-	1.000	20.089	50.240
2. 배면토압(평상시)	113.676	2.267	1.700	-	193.249	438.054
3. 배면토압(지진시)	145.209	3.400	-	1.000	145.209	493.736
4. 뒷채움 상재하중	16.716	3.400	1.700	-	28.417	96.623
5. 교량받침마찰력	18.914	3.890	1.300	-	24.588	95.658
6. 상부관성력	112.077	3.890	-	1.000	112.077	436.027

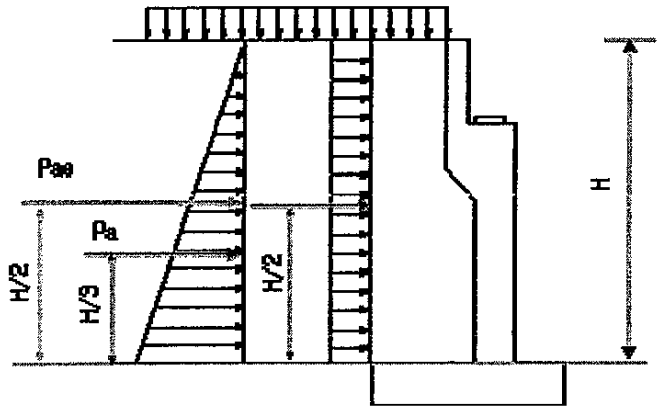
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.089 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 50.240 kN.m

y = Mo / Ho = 50.240 / 20.089 = 2.501



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.800 m)	246.254	630.335	
지진시(H = 6.800 m)	277.375	980.003	
설계단면력	277.375	980.003	

3) 기초 설계

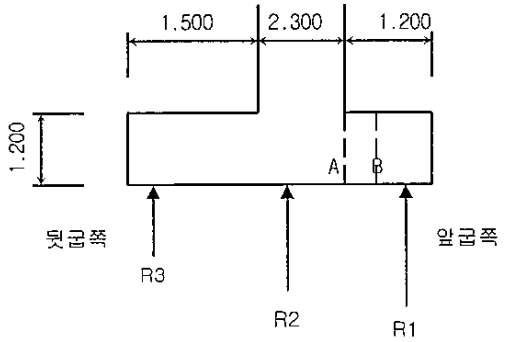
(1) Pile 반력집계 (본당)

구 분	계 수 하 중						사 용 하 중			
	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 3	COMBO 4	COMBO 5	COMBO 6	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 4	COMBO 5
Ru1	616.34	557.01	534.83	1165.87	974.72	1035.08	402.37	366.81	784.81	688.20
Ru2	433.50	409.30	330.83	892.51	749.57	627.82	306.50	293.84	623.43	555.60
Ru3	186.13	217.60	2.59	480.31	417.93	-61.60	183.22	207.58	381.20	361.59

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3.COMBO 6)은 고려하지 않는다.

(2) 기초 설계(계수하중)

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 17.142m (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 17.142m (kN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 17.142m (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	616.340	465.190	361.830
COMB 2	557.010	437.760	375.440
COMB 3	534.830	347.830	96.860
COMB 4	1165.870	925.000	660.450
COMB 5	974.720	779.090	581.660
COMB 6	1035.080	649.760	60.040

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.550 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	237.304	5.850	209.224
COMB 2	0.000	214.460	5.850	186.380
COMB 3	0.000	205.921	4.500	184.321
COMB 4	0.000	448.882	5.850	420.802
COMB 5	0.000	375.286	5.850	347.206
COMB 6	0.000	398.525	4.500	376.925

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,
(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

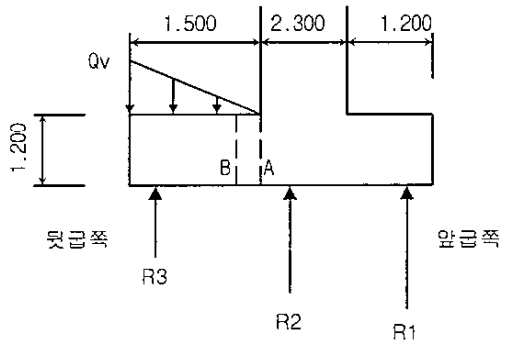
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 17.142m (KN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 17.142m (KN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 17.142m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	472.320	433.500	186.130
COMB 2	427.640	409.300	217.600
COMB 3	457.560	330.830	2.590
COMB 4	1018.210	892.510	480.310
COMB 5	840.510	749.570	417.930
COMB 6	935.370	627.820	-61.600

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.500 x 25.000 = 45.000 kN

Ma = 1.200 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 33.750 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 6.960 x 20.000 = 208.811 kN

Ma = 208.811 x (4.229 - 3.500) = 152.288 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.500 = 15.000 kN

Ma = 15.000 x (4.250 - 3.500) = 11.250 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.800^2 x sin11.667

= 25.340 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 25.340 / 1.500

= 33.786 kN

Vb = 33.786 x 1.500 / 2 - (1.500 - 1.500) / 1.500 x 33.786 / 2 = 25.340 kN

Ma = 33.786 x 1.500 x 1.500 / 3 = 25.340 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 0.850 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	130.296	110.751	274.986	198.363
COMB 2	152.329	129.480	220.702	155.447
COMB 3	1.815	1.543	251.996	184.495
COMB 4	336.235	285.799	69.047	23.315
COMB 5	292.567	248.682	80.464	36.245
COMB 6	-43.125	-36.656	296.936	222.694

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,

(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	420.8	5.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1589.312 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.442]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 1,589.312 ㎟

ρmin = MAX(1,589.312, 1,800.000) / bd = 0.00171

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00218

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1050 - a/2) = 603.833 kN.m

: a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 420.802 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.435]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1050.00 = 685.857 kN

≥ Vu (= 5.850 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C T C 300 =1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

2) 후면지관

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	222.7	296.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 798.178 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 2.872]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 798.178 ㎟

ρmin = MAX(798.178, 1,800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00208

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100 - a/2) = 633.056 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 222.694 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.843]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 718.517 kN

≥ Vu (= 296.936 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 2648.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=6.800

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2300.00	2200.00	100.00	980.00	277.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 ㎜, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 53.578) / 53.578 = 0.12019

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1757.207 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜) . [사용률 = 1.762]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00141

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) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (2200.00 - a/2) = 1719.323 kN.m

≥ Mu (= 980.003 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.754]

* 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 √24 x 1000.00 x 2200.00 = 1437.034 kN

≥ Vu (= 277.375 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 1000.0 = 3450.000 mm² > 1910.000 mm²

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 mm² > (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 : D19 - CTC 300 = 955.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 955.0 mm² ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	194.76	94.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1072.545 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.481]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 . ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0 02478

ρuse = As / bd = 0.00221

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) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 194.762 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.473]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 94.682 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 mm² < 1324.000 mm² ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.310 - 0.36) = 84.853 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.310^2 x cos11.667 = 26.930 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.310 x 26.930 = 29.713 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 26.930 = 55.695 kN

Ms = 84.853 + 29.713 = 114.566 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.800 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	20.089	2.501	-	1.000	20.089	50.240
2. 배면토압(평상시)	113.676	2.267	1.000	-	113.676	257.679
3. 배면토압(지진시)	145.209	3.400	-	1.000	145.209	493.736
4. 뒷채움 상재하중	16.716	3.400	1.000	-	16.716	56.837
5. 교량받침마찰력	18.914	3.890	1.000	-	18.914	73.583
6. 상부관성력	112.077	3.890	-	1.000	112.077	436.027

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 20.089 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 50.240 kN.m

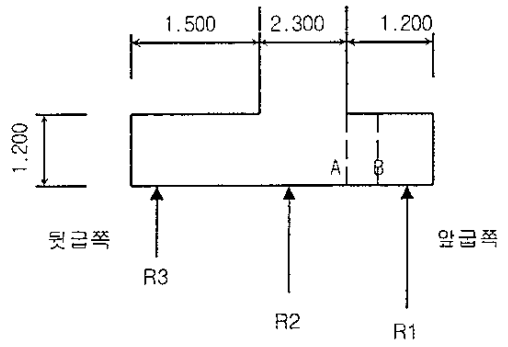
y = Mo / Ho = 50.240 / 20.089 = 2.501

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	149.306	388.100	

3) 기초 설계(사용하중)

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 17.142m (KN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 17.142m (KN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 17.142m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	402.370	325.370	287.880
COMB 2	366.810	310.860	301.980
COMB 3	534.830	347.830	96.860
COMB 4	784.810	643.000	489.730
COMB 5	688.200	573.440	460.510
COMB 6	1035.080	649.760	60.040

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.550 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

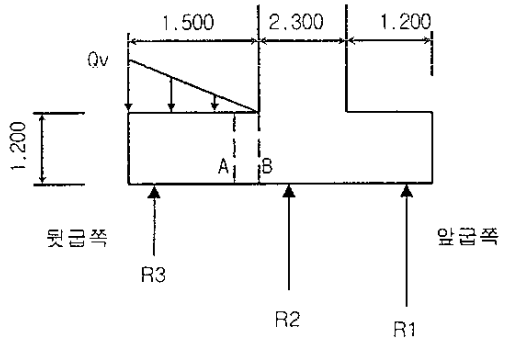
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	154.920	4.500	133.320
COMB 2	0.000	141.228	4.500	119.628
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	302.167	4.500	280.567
COMB 5	0.000	264.970	4.500	243.370
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3.6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 17.142m (KN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 17 142m (KN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 17.142m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	316.580	306.500	183.220
COMB 2	289.430	293.840	207.580
COMB 3	457.560	330.830	2.590
COMB 4	695.850	623.430	381.200
COMB 5	607.110	555.600	361.590
COMB 6	935.370	627.820	-61.600

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 0.850 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	128.263	109.024	165.887	113.604
COMB 2	145.315	123.518	133.835	87.860
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	266.854	226.826	27.296	-4.198
COMB 5	253.125	215.156	26.026	-3.778
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용하중단면력(상 시) = 1.0D + 1.0L + 1.0H -말뚝반력에의한 단면력

D-고정하중,L-활하중,H-토압,E-지진하중

말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 280 567 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]

= 123.159 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x2292.000)]

= 168.211 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 19.00/2 = 140.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.16) - 2.5 x 140.50 = 288.17 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.16) = 511.53 mm

Sa는 작은 값인 288.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 288.17 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 113.604 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]

= 47.545 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2292.000)]

= 172.514 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19.00/2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 47.54) - 2.5 x 90.50 = 1430.08 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 47.54) = 1325.06 mm

Sa는 작은 값인 1325.06 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 1325.06 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.800

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 388.100 x 1000000 / [3096.800 x (2200.000 - 287.921/3)]
= 59.563 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2200.0/(7x3096.800)]
= 287.921 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

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 / 59.56) - 2.5 x 89.00 = 1099.62 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.56) = 1057.70 mm
Sa는 작은 값인 1057.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1057.70 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.566 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 105.830 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]
= 115.917 mm

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

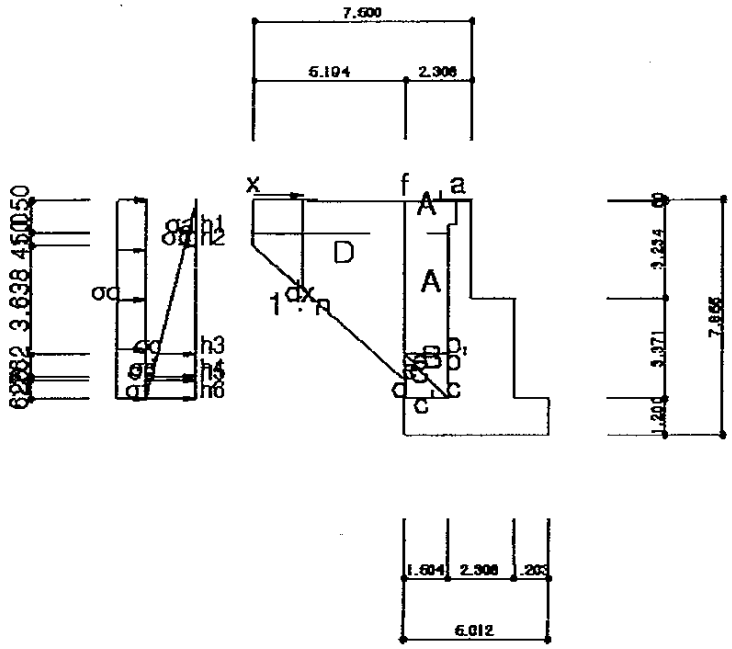
② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 105.83) - 2.5 x 72.00 = 564.12 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 105.83) = 595.29 mm
Sa는 작은 값인 564.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 564.12 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

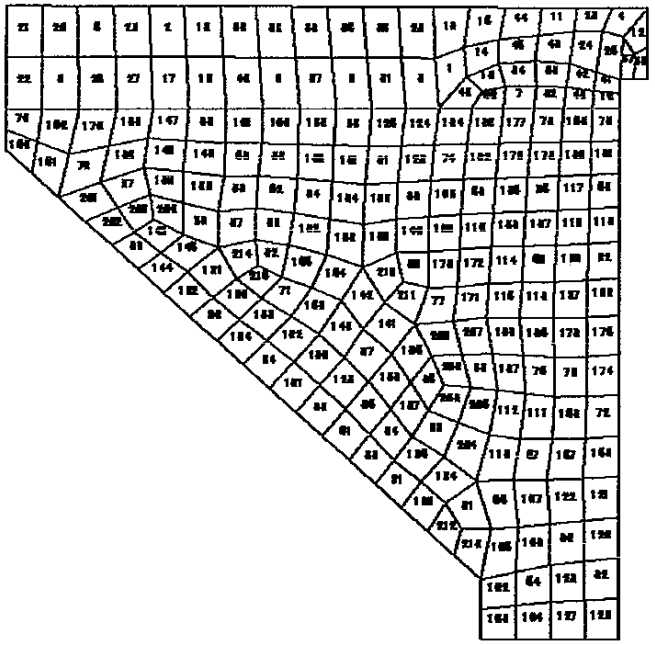


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	292.459	486.650	205.775	337.959	394.154
전단력(kN)	166.048	201.081	155.056	235.758	241.448

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	172.035	286.264	121.044	198.799	231.855
전단력(kN)	97.675	118.283	91.210	138.681	142.029

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	292.46	166.05

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3318.584 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.221]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 . ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0 80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 166.048 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	486.65	201.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 109.924) / 109.924 = 0.00846

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4977.652 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.276]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 . ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01513

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 604.780 kN.m

≥ Mu (= 486.650 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.243]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 201.081 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	394.15	241.45

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 93.435 ㎜, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 109.924) / 109.924 = 0.00710

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4597.650 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.382]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01717

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 ㎜

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 523.772 kN.m

≥ Mu (= 394.154 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.329]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 241.448 kN), 전단보강 불필요.

④ B(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	205.78	155.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01497

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1990.717 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.036]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00965

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 403.331 kN.m

≥ Mu (= 205.775 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.960]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 155.056 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	337.96	235.76

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01497

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3352.285 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.209]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00965

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 403.331 kN.m

≥ Mu (= 337.959 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.193]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 235.758 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 172.035 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]
= 128.513 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x4053.600)]
= 119.283 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 128.51) - 2.5 x 67.50 = 444.03 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 128.51) = 490.22 mm
Sa는 작은 값인 444.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 444.03 mm) ∴ O.K

② A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 286.264 x 1000000 / [6353.600 x (420.000 - 153.861/3)]
= 122.197 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x6353.600)]
= 153.861 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.20) - 2.5 x 64.00 = 484.45 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.20) = 515.56 mm
Sa는 작은 값인 484.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 484.45 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 231.855 x 1000000 / [6353.600 x (370.000 - 142.313/3)]
= 113.131 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x6353.600)]
= 142.313 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 113.13) - 2.5 x 64.00 = 536.09 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 113.13) = 556.87 mm

Sa는 작은 값인 536.09 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 536.09 mm) ∴ O.K

④ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.044 x 1000000 / [4053.600 x (420.000 - 128.597/3)]

= 79.179 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x4053.600)]

= 128.597 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.18) - 2.5 x 67.50 = 825.84 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 79.18) = 795.67 mm

Sa는 작은 값인 795.67 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 795.67 mm) ∴ O.K

⑤ C(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 198.799 x 1000000 / [4053.600 x (420.000 - 128.597/3)]

= 130.040 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x4053.600)]

= 128.597 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 130.04) - 2.5 x 67.50 = 436.83 mm

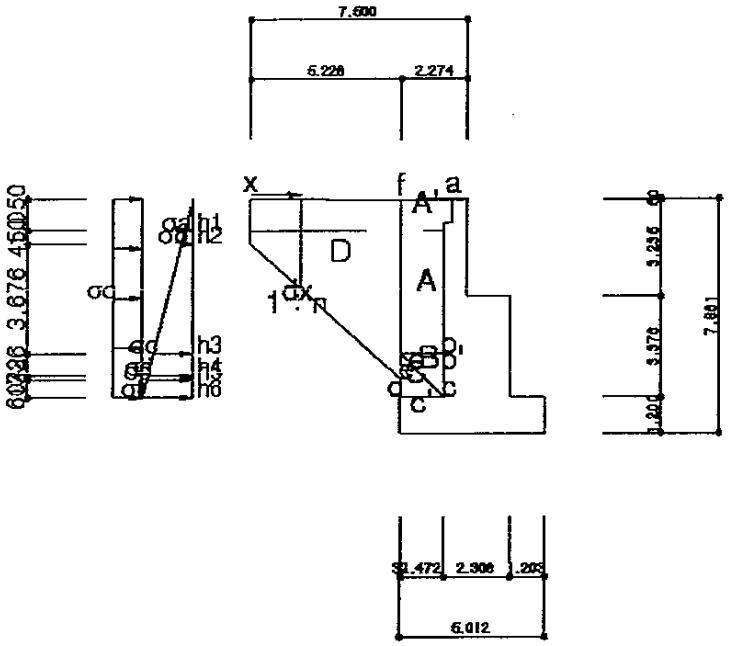
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 130.04) = 484.47 mm

Sa는 작은 값인 436.83 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 436.83 mm) ∴ O.K

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

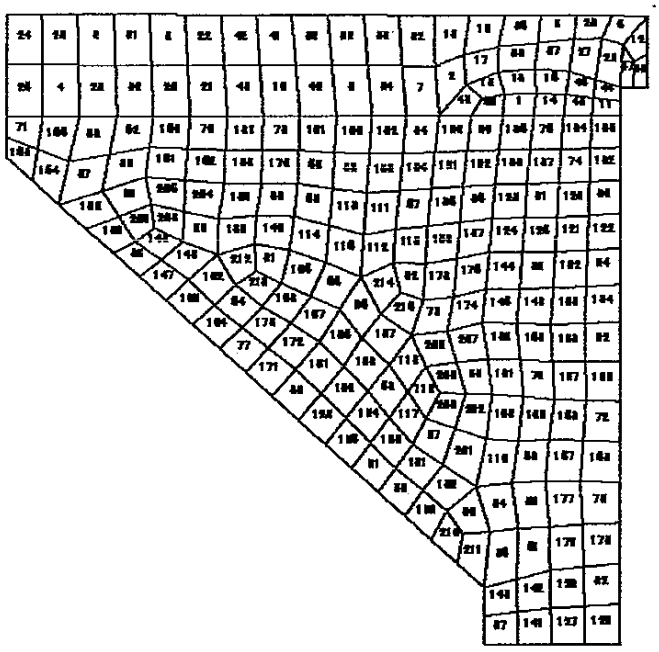


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	290.907	487.370	209.087	339.239	394.616
전단력(kN)	171.745	201.203	129.112	240.090	241.345

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	171.122	286.688	122.992	199.552	232.127
전단력(kN)	101.027	118.354	75.948	141.230	141.968

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	290.91	171.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3299.642 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.228]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)) = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 171.745 kN) , 전단보강 불필요.

2) A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	487.37	201.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 109.924) / 109.924 = 0.00846

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4985.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.274]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01513

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 604.780 kN.m

≥ Mu (= 487.370 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.241]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 201.203 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	394.62	241.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 109.924) / 109.924 = 0.00710

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4603.650 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.380]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01717

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 523.772 kN.m

≥ Mu (= 394.616 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.327]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 241.345 kN) , 전단보강 불필요.

④ B(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	209.09	129.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01497

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2023.978 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.003]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00965

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 403.331 kN.m

≥ Mu (= 209.087 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.929]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 129.112 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	339.24	240.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01497

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3365.829 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.204]

1단 : 025 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 . ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00965

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (420.00 - a/2) = 403.331 kN.m

≥ Mu (= 339.239 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.189]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 240.090 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 171.122 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]
= 127.831 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x4053.600)]
= 119.283 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.83) - 2.5 x 67.50 = 447.30 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 127.83) = 492.84 mm
Sa는 작은 값인 447.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 447.30 mm) ∴ O.K

② A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 286.688 x 1000000 / [6353.600 x (420.000 - 153.861/3)]
= 122.378 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x6353.600)]
= 153.861 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.38) - 2.5 x 64.00 = 483.50 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.38) = 514.80 mm
Sa는 작은 값인 483.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 483.50 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 232.127 x 1000000 / [6353.600 x (370.000 - 142.313/3)]
= 113.264 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x6353.600)]
= 142.313 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 113.26) - 2.5 x 64.00 = 535.28 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 113.26) = 556.22 mm

Sa는 작은 값인 535.28 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 535.28 mm) ∴ O.K

④ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.992 x 1000000 / [4053.600 x (420.000 - 128.597/3)]

= 80.453 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x4053.600)]

= 128.597 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 80.45) - 2.5 x 67.50 = 810.08 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 80.45) = 783.07 mm

Sa는 작은 값인 783.07 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 783.07 mm) ∴ O.K

⑤ C(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 199.552 x 1000000 / [4053.600 x (420.000 - 128.597/3)]

= 130.533 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x4053.600)]

= 128.597 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 130.53) - 2.5 x 67.50 = 434.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 130.53) = 482.64 mm

Sa는 작은 값인 434.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 434.55 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 9.065 = 6.345 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m : 접속판의 자중

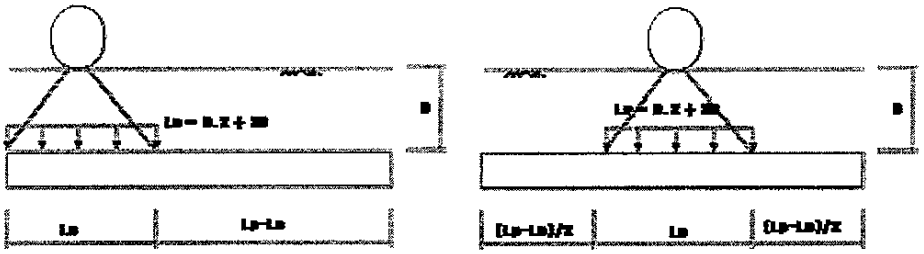
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 6.345 / 2 - 11.250 x 0. = 31.755 kN/m

Md = 11.250 x 6.345^2 / 8 = 56.619 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Lc^2 + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 6.345)

= 77.300 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 6.345/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 129.901 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 31.755 + 2.15 x 77.300

= 207.475 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 56.619 + 2.15 x 129.901

= 352.893 kN/m

2) 단면력 검토

* 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)
1000.00	450.00	350.00	100.00	352.89	207.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 83.119) / 83.119 = 0.00963

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3224.343 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.257]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 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 = 0.01158

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 433.692 kN.m

≥ Mu (= 352.893 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.229]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 207.475 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(5.950) = 22.55% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3224.3 ㎟

필요 철근량 : 3224.3 x 0.225 = 727.0 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 186.520 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 147.698 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x4053.600)]

= 115.388 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

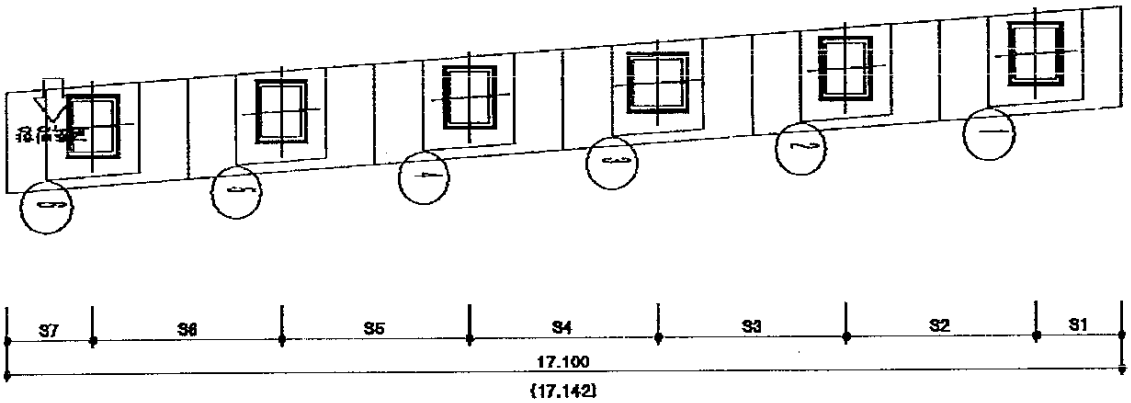
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 147.70) - 2.5 x 87.50 = 314.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 147.70) = 426.55 mm

Sa는 작은 값인 314.43 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 314.43 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.108 = 450.538 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.538	760.000	610.000	492.650	O.K
2	450.538	760.000	610.000	492.650	O.K
3	450.538	700.000	740.000	518.043	O.K
4	450.538	760.000	610.000	492.650	O.K
5	450.538	760.000	610.000	492.650	O.K
6	450.538	760.000	610.000	492.650	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 94.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 4.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 100.250 + 6.66 \times 8.895) \times (1 + 0.000125 \times 4.00^2)$

= 427.512 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1504 - 80 - 50 = 1374 mm ≥ 428 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	3000.000	1921.238	O.K	465.880	380.662	O.K
SHOE 2	3000.000	1886.276	O.K	465.880	380.887	O.K
SHOE 3	3000.000	1831.849	O.K	465.880	380.900	O.K
SHOE 4	3000.000	1829.022	O.K	465.880	380.913	O.K
SHOE 5	3000.000	1885.977	O.K	465.880	380.925	O.K
SHOE 6	3000.000	1924.049	O.K	465.880	381.213	O.K

탄성지진력은 응답스펙트스(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 보필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1921.238	286.212	218.036	1503.000	1923.000	
2	1886.276	286.382	218.402	1503.000	1998.000	
3	1831.849	286.391	268.175	1633.000	1968.000	
4	1829.022	286.400	218.543	1503.000	1998.000	
5	1885.977	286.410	218.459	1503.000	1998.000	
6	1924.049	286.626	218.308	1503.000	1923.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3747.566	4369.200	O.K	3904.381	4369.200	O.K
2	3715.219	4369.200	O.K	3938.528	4369.200	O.K
3	3765.738	4369.200	O.K	4061.855	4369.200	O.K
4	3660.527	4369.200	O.K	3864.116	4369.200	O.K
5	3715.121	4369.200	O.K	3938.510	4369.200	O.K
6	3753.014	4369.200	O.K	3909.784	4369.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1908.083	9135.600	O.K	1453.571	9135.600	O.K
2	1909.211	9135.600	O.K	1456.015	9135.600	O.K
3	1909.273	9135.600	O.K	1787.836	9135.600	O.K
4	1909.336	9135.600	O.K	1456.955	9135.600	O.K
5	1909.398	9135.600	O.K	1456.391	9135.600	O.K
6	1910.840	9135.600	O.K	1455.388	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 6

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1924.049 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 50.1

= 0.012527 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 4313.700 x 0.012527

= 54.037 kN/m

Hx1 = 54.037 / 1.15 = 46.989 kN

Hx2 = 381.213 / 1.33 = 286.626 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 286.626 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 290.350 / 1.33 = 218.308 kN

∴ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 218.308 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 760.000 mm b1y = 610.000 mm

b2x = 893.000 mm b2y = 1300.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1786.000 mm < 5 x b1x = 3800.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2600.000 mm < 5 x b1y = 3050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 760.000/1786.000) x 1924.049 x 10^3 /150.000

= 1842.175 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 610.000/2600.000) x 1924.049 x 10^3 /150.000

= 2454.396 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 286.626 x 10^3 / 150.000

= 1910.840 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 218.308 x 10^3 / 150.000

= 1455.388 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 760.000 + 1300.000 = 2060.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 893.000 mm가 Bxo/2 = 1030.000 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 893.000 + (760.000+1300.000)/2 = 1923.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 610.000 + 893.000 = 1503.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2454.396 + 1455.388 = 3909.784 mm^2

Bxo = 1923.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1842.175 + 1910.840 = 3753.014 mm^2

Byo = 1503.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 6

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 218.308 x 10^3 / 150.000 = 1455.388 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 24 EA

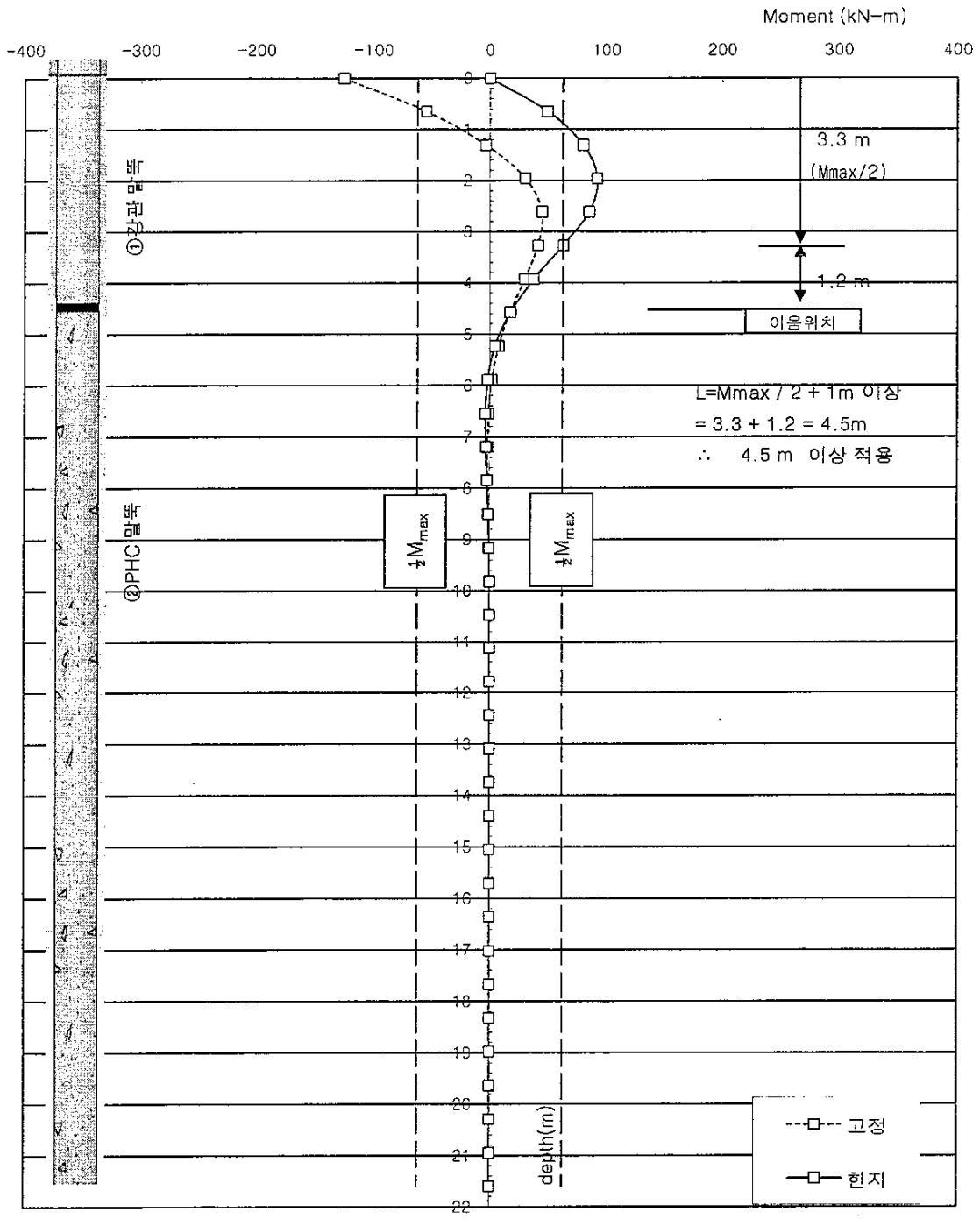
As = 198.600 x 22 + 198.600 x 24 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 286.626 x 10^3 / 150.000 = 1910.840 mm^2

11.HCP 말뚝검토

11.1 HCP 이음위치 검토



11.2 HCP 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용		비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝		
말뚝 머리의 평균 N치	NH	10		
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	40		
변 형 계 수	E0	10 · N		
말뚝 선단의 근입깊이		1.0	m	
두부의 돌출길이		0.0	m	
말뚝의 총길이	L	21.5	m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Ds	500	mm	
말 뚝 두 께	ts	12	mm	
부 식 두 께	t1s	2	mm	
유 효 지 름	Des	496	mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.5	m	
단면2차모멘트	Is	450975060	mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000	MPa	
강재의 종류		SKK400		

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Dp	500	mm	
말 뚝 두 께	tp	80	mm	
부 식 두 께	t1p	0	mm	
유 효 지 름	Dep	500	mm	
말 뚝 길 이	Lp	17.0	m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176	mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000	MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

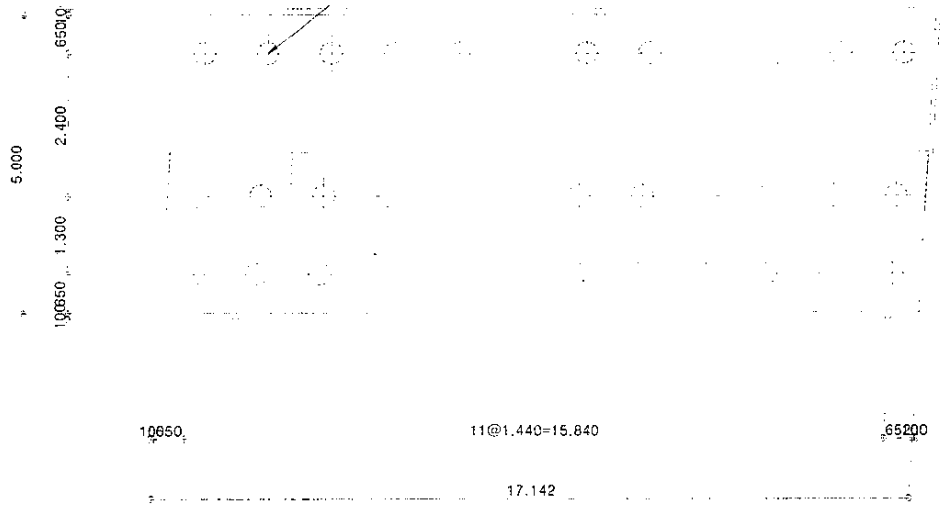
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	10931.608	3345.021	655.896	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	10623.052	2973.366	-286.822	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	10623.052	4263.130	8243.488	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	21708.166	3669.245	4710.672	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	19478.763	3297.589	3350.347	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	19478.763	6184.354	20004.690	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	15211.893	5686.536	2525.174	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	14548.498	5054.722	1192.977	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	10623.052	4263.130	8243.488	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	30854.139	6108.027	8176.347	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	26060.923	5476.212	5915.829	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	19478.763	6184.354	20004.690	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D =	1.25	m ∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D =	0.625	m ∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값	
a	0.013 · (L/D) + 0.53	1.094	
Kv	a · A · E / L	200131	kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값 상시	적 용 값 지진시	
E_0		10 · N	10000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.181	1.073	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_0$	33333	66667	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	11927	25628	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.356	0.431	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝) 1<βL<3 (유한장 말뚝)	7.646 ≥ 3 (반무한장 말뚝)	9.258 ≥ 3 (반무한장 말뚝)	
고정	K1	4 · E · I · β³	16635	29522	kN/m
	K2	2 · E · I · β²	23387	34281	kN/rad
	K3	2 · E · I · β²	23387	34281	kN.m/m
	K4	2 · E · I · β	65758	79615	kN.m/rad
힌지	K1	2 · E · I · β³	8317	14761	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_2 \sin^2\theta_i\right)$	598844	1062777
Axy,Ayx	$\sum \left(K_2 - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \{(K_2 - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	-841916	-1234111
Ayy	$\sum \left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7204724	7204724
Aya,Aay	$\sum\{(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i + K_2\sin\theta_i\}$	0	0
Aaa	$\sum\{(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2+K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\}$	19290400	19789232

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			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0060019	0.0015173	0.0002959	0.0103127	0.0021114	0.0005810
COMBO 2	0.0052675	0.0014745	0.0002150	0.0090852	0.0020193	0.0004584
COMBO 3	0.0048460	0.0014745	0.0007188	0.0048460	0.0014745	0.0007188
COMBO 4	0.0068935	0.0030130	0.0005451	0.0115013	0.0042825	0.0009258
COMBO 5	0.0061267	0.0027036	0.0004411	0.0102018	0.0036172	0.0007519
COMBO 6	0.0075388	0.0027036	0.0014810	0.0075388	0.0027036	0.0014810

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.539 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 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	0.0060019	0.0020105	0.0002959	402.370	92.917	-120.902
	2	0.0060019	0.0016258	0.0002959	325.373	92.917	-120.902
	3	0.0060019	0.0009155	0.0002959	183.224	92.917	-120.902
COMBO 2	1	0.0052675	0.0018328	0.0002150	366.807	82.594	-109.048
	2	0.0052675	0.0015533	0.0002150	310.864	82.594	-109.048
	3	0.0052675	0.0010372	0.0002150	207.583	82.594	-109.048
COMBO 3	1	0.0048460	0.0026724	0.0007188	534.833	118.420	-108.899
	2	0.0048460	0.0017380	0.0007188	347.829	118.420	-108.899
	3	0.0048460	0.0000130	0.0007188	2.592	118.420	-108.899
COMBO 4	1	0.0068935	0.0039215	0.0005451	784.811	101.923	-125.373
	2	0.0068935	0.0032129	0.0005451	643.002	101.923	-125.373
	3	0.0068935	0.0019048	0.0005451	381.201	101.923	-125.373
COMBO 5	1	0.0061267	0.0034387	0.0004411	688.198	91.600	-114.278
	2	0.0061267	0.0028653	0.0004411	573.443	91.600	-114.278
	3	0.0061267	0.0018068	0.0004411	361.589	91.600	-114.278
COMBO 6	1	0.0075388	0.0051720	0.0014810	1035.078	171.788	-140.526
	2	0.0075388	0.0032467	0.0014810	649.757	171.788	-140.526
	3	0.0075388	-0.0003078	0.0014810	-61.604	171.788	-140.526

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0103127	0.0030797	0.0005810	616.344	157.959	-202.973
	2	0.0103127	0.0023244	0.0005810	465.187	157.959	-202.973
	3	0.0103127	0.0009300	0.0005810	186.127	157.959	-202.973
COMBO 2	1	0.0090852	0.0027832	0.0004584	557.012	140.409	-182.331
	2	0.0090852	0.0021874	0.0004584	437.760	140.409	-182.331
	3	0.0090852	0.0010873	0.0004584	217.603	140.409	-182.331
COMBO 3	1	0.0048460	0.0026724	0.0007188	534.833	118.420	-108.899
	2	0.0048460	0.0017380	0.0007188	347.829	118.420	-108.899
	3	0.0048460	0.0000130	0.0007188	2.592	118.420	-108.899
COMBO 4	1	0.0115013	0.0058255	0.0009258	1165.869	169.667	-208.095
	2	0.0115013	0.0046220	0.0009258	924.998	169.667	-208.095
	3	0.0115013	0.0024000	0.0009258	480.311	169.667	-208.095
COMBO 5	1	0.0102018	0.0048704	0.0007519	974.719	152.117	-189.139
	2	0.0102018	0.0038929	0.0007519	779.092	152.117	-189.139
	3	0.0102018	0.0020883	0.0007519	417.933	152.117	-189.139
COMBO 6	1	0.0075388	0.0051720	0.0014810	1035.078	171.788	-140.526
	2	0.0075388	0.0032467	0.0014810	649.757	171.788	-140.526
	3	0.0075388	-0.0003078	0.0014810	-61.604	171.788	-140.526

◎ 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	1.667	0	402.370	92.917	-120.902	12
	2	0.367	0	325.373	92.917	-120.902	12
	3	-2.033	0	183.224	92.917	-120.902	12
	계			10931.608	3345.021	655.896	36
COMBO 2	1	1.667	0	366.807	82.594	-109.048	12
	2	0.367	0	310.864	82.594	-109.048	12
	3	-2.033	0	207.583	82.594	-109.048	12
	계			10623.052	2973.366	-286.822	36
COMBO 3	1	1.667	0	534.833	118.420	-108.899	12
	2	0.367	0	347.829	118.420	-108.899	12
	3	-2.033	0	2.592	118.420	-108.899	12
	계			10623.052	4263.130	8243.488	36
COMBO 4	1	1.667	0	784.811	101.923	-125.373	12
	2	0.367	0	643.002	101.923	-125.373	12
	3	-2.033	0	381.201	101.923	-125.373	12
	계			21708.166	3669.245	4710.672	36
COMBO 5	1	1.667	0	688.198	91.600	-114.278	12
	2	0.367	0	573.443	91.600	-114.278	12
	3	-2.033	0	361.589	91.600	-114.278	12
	계			19478.763	3297.589	3350.347	36
COMBO 6	1	1.667	0	1035.078	171.788	-140.526	12
	2	0.367	0	649.757	171.788	-140.526	12
	3	-2.033	0	-61.604	171.788	-140.526	12
	계			19478.763	6184.354	20004.690	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.667	0	616.344	157.959	-202.973	12
	2	0.367	0	465.187	157.959	-202.973	12
	3	-2.033	0	186.127	157.959	-202.973	12
	계			15211.893	5686.536	2525.174	36
COMBO 2	1	1.667	0	557.012	140.409	-182.331	12
	2	0.367	0	437.760	140.409	-182.331	12
	3	-2.033	0	217.603	140.409	-182.331	12
	계			14548.498	5054.722	1192.977	36
COMBO 3	1	1.667	0	534.833	118.420	-108.899	12
	2	0.367	0	347.829	118.420	-108.899	12
	3	-2.033	0	2.592	118.420	-108.899	12
	계			10623.052	4263.130	8243.488	36
COMBO 4	1	1.667	0	1165.869	169.667	-208.095	12
	2	0.367	0	924.998	169.667	-208.095	12
	3	-2.033	0	480.311	169.667	-208.095	12
	계			30854.139	6108.027	8176.347	36
COMBO 5	1	1.667	0	974.719	152.117	-189.139	12
	2	0.367	0	779.092	152.117	-189.139	12
	3	-2.033	0	417.933	152.117	-189.139	12
	계			26060.923	5476.212	5915.829	36
COMBO 6	1	1.667	0	1035.078	171.788	-140.526	12
	2	0.367	0	649.757	171.788	-140.526	12
	3	-2.033	0	-61.604	171.788	-140.526	12
	계			19478.763	6184.354	20004.690	36

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값 평상시	계산값 지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	299422	531389
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7204724	7204724
Aya,Aay	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i + K_2\sin\theta_i\}$	0	0
Aaa	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2+K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\}$	16923097	16923097

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			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0111716	0.0015173	0.0000388	0.0189917	0.0021114	0.0001492
COMBO 2	0.0099303	0.0014745	-0.0000169	0.0168816	0.0020193	0.0000705
COMBO 3	0.0080226	0.0014745	0.0004871	0.0080226	0.0014745	0.0004871
COMBO 4	0.0122544	0.0030130	0.0002784	0.0203994	0.0042825	0.0004831
COMBO 5	0.0110132	0.0027036	0.0001980	0.0182893	0.0036172	0.0003496
COMBO 6	0.0116381	0.0027036	0.0011821	0.0116381	0.0027036	0.0011821

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 12.254 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 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	0.0111716	0.0015819	0.0000388	316.583	92.917	0.000
	2	0.0111716	0.0015315	0.0000388	306.500	92.917	0.000
	3	0.0111716	0.0014385	0.0000388	287.884	92.917	0.000
COMBO 2	1	0.0099303	0.0014462	-0.0000169	289.432	82.594	0.000
	2	0.0099303	0.0014682	-0.0000169	293.841	82.594	0.000
	3	0.0099303	0.0015089	-0.0000169	301.982	82.594	0.000
COMBO 3	1	0.0080226	0.0022863	0.0004871	457.563	118.420	0.000
	2	0.0080226	0.0016531	0.0004871	330.830	118.420	0.000
	3	0.0080226	0.0004840	0.0004871	96.862	118.420	0.000
COMBO 4	1	0.0122544	0.0034770	0.0002784	695.851	101.923	0.000
	2	0.0122544	0.0031151	0.0002784	623.431	101.923	0.000
	3	0.0122544	0.0024471	0.0002784	489.732	101.923	0.000
COMBO 5	1	0.0110132	0.0030336	0.0001980	607.112	91.600	0.000
	2	0.0110132	0.0027762	0.0001980	555.604	91.600	0.000
	3	0.0110132	0.0023011	0.0001980	460.514	91.600	0.000
COMBO 6	1	0.0116381	0.0046738	0.0011821	935.367	171.788	0.000
	2	0.0116381	0.0031370	0.0011821	627.821	171.788	0.000
	3	0.0116381	0.0003000	0.0011821	60.043	171.788	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0189917	0.0023601	0.0001492	472.323	157.959	0.000
	2	0.0189917	0.0021661	0.0001492	433.502	157.959	0.000
	3	0.0189917	0.0018080	0.0001492	361.832	157.959	0.000
COMBO 2	1	0.0168816	0.0021368	0.0000705	427.638	140.409	0.000
	2	0.0168816	0.0020451	0.0000705	409.298	140.409	0.000
	3	0.0168816	0.0018760	0.0000705	375.439	140.409	0.000
COMBO 3	1	0.0080226	0.0022863	0.0004871	457.563	118.420	0.000
	2	0.0080226	0.0016531	0.0004871	330.830	118.420	0.000
	3	0.0080226	0.0004840	0.0004871	96.862	118.420	0.000
COMBO 4	1	0.0203994	0.0050877	0.0004831	1018.214	169.667	0.000
	2	0.0203994	0.0044596	0.0004831	892.513	169.667	0.000
	3	0.0203994	0.0033001	0.0004831	660.451	169.667	0.000
COMBO 5	1	0.0182893	0.0041998	0.0003496	840.515	152.117	0.000
	2	0.0182893	0.0037454	0.0003496	749.567	152.117	0.000
	3	0.0182893	0.0029064	0.0003496	581.662	152.117	0.000
COMBO 6	1	0.0116381	0.0046738	0.0011821	935.367	171.788	0.000
	2	0.0116381	0.0031370	0.0011821	627.821	171.788	0.000
	3	0.0116381	0.0003000	0.0011821	60.043	171.788	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	1.667	0	316.583	92.917	0.000	12
	2	0.367	0	306.500	92.917	0.000	12
	3	-2.033	0	287.884	92.917	0.000	12
	계			10931.608	3345.021	655.896	36
COMBO 2	1	1.667	0	289.432	82.594	0.000	12
	2	0.367	0	293.841	82.594	0.000	12
	3	-2.033	0	301.982	82.594	0.000	12
	계			10623.052	2973.366	-286.822	36
COMBO 3	1	1.667	0	457.563	118.420	0.000	12
	2	0.367	0	330.830	118.420	0.000	12
	3	-2.033	0	96.862	118.420	0.000	12
	계			10623.052	4263.130	8243.488	36
COMBO 4	1	1.667	0	695.851	101.923	0.000	12
	2	0.367	0	623.431	101.923	0.000	12
	3	-2.033	0	489.732	101.923	0.000	12
	계			21708.166	3669.245	4710.672	36
COMBO 5	1	1.667	0	607.112	91.600	0.000	12
	2	0.367	0	555.604	91.600	0.000	12
	3	-2.033	0	460.514	91.600	0.000	12
	계			19478.763	3297.589	3350.347	36
COMBO 6	1	1.667	0	935.367	171.788	0.000	12
	2	0.367	0	627.821	171.788	0.000	12
	3	-2.033	0	60.043	171.788	0.000	12
	계			19478.763	6184.354	20004.690	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.667	0	472.323	157.959	0.000	12
	2	0.367	0	433.502	157.959	0.000	12
	3	-2.033	0	361.832	157.959	0.000	12
	계			15211.893	5686.536	2525.174	36
COMBO 2	1	1.667	0	427.638	140.409	0.000	12
	2	0.367	0	409.298	140.409	0.000	12
	3	-2.033	0	375.439	140.409	0.000	12
	계			14548.498	5054.722	1192.977	36
COMBO 3	1	1.667	0	457.563	118.420	0.000	12
	2	0.367	0	330.830	118.420	0.000	12
	3	-2.033	0	96.862	118.420	0.000	12
	계			10623.052	4263.130	8243.488	36
COMBO 4	1	1.667	0	1018.214	169.667	0.000	12
	2	0.367	0	892.513	169.667	0.000	12
	3	-2.033	0	660.451	169.667	0.000	12
	계			30854.139	6108.027	8176.347	36
COMBO 5	1	1.667	0	840.515	152.117	0.000	12
	2	0.367	0	749.567	152.117	0.000	12
	3	-2.033	0	581.662	152.117	0.000	12
	계			26060.923	5476.212	5915.829	36
COMBO 6	1	1.667	0	935.367	171.788	0.000	12
	2	0.367	0	627.821	171.788	0.000	12
	3	-2.033	0	60.043	171.788	0.000	12
	계			19478.763	6184.354	20004.690	36

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	402.370	92.917	-120.902	616.344	157.959	-202.973
	2	325.373	92.917	-120.902	465.187	157.959	-202.973
	3	183.224	92.917	-120.902	186.127	157.959	-202.973
COMBO 2	1	366.807	82.594	-109.048	557.012	140.409	-182.331
	2	310.864	82.594	-109.048	437.760	140.409	-182.331
	3	207.583	82.594	-109.048	217.603	140.409	-182.331
COMBO 3	1	534.833	118.420	-108.899	534.833	118.420	-108.899
	2	347.829	118.420	-108.899	347.829	118.420	-108.899
	3	2.592	118.420	-108.899	2.592	118.420	-108.899
COMBO 4	1	784.811	101.923	-125.373	1165.869	169.667	-208.095
	2	643.002	101.923	-125.373	924.998	169.667	-208.095
	3	381.201	101.923	-125.373	480.311	169.667	-208.095
COMBO 5	1	688.198	91.600	-114.278	974.719	152.117	-189.139
	2	573.443	91.600	-114.278	779.092	152.117	-189.139
	3	361.589	91.600	-114.278	417.933	152.117	-189.139
COMBO 6	1	1035.078	171.788	-140.526	1035.078	171.788	-140.526
	2	649.757	171.788	-140.526	649.757	171.788	-140.526
	3	-61.604	171.788	-140.526	-61.604	171.788	-140.526

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	316.583	92.917	0.000	472.323	157.959	0.000
	2	306.500	92.917	0.000	433.502	157.959	0.000
	3	287.884	92.917	0.000	361.832	157.959	0.000
COMBO 2	1	289.432	82.594	0.000	427.638	140.409	0.000
	2	293.841	82.594	0.000	409.298	140.409	0.000
	3	301.982	82.594	0.000	375.439	140.409	0.000
COMBO 3	1	457.563	118.420	0.000	457.563	118.420	0.000
	2	330.830	118.420	0.000	330.830	118.420	0.000
	3	96.862	118.420	0.000	96.862	118.420	0.000
COMBO 4	1	695.851	101.923	0.000	1018.214	169.667	0.000
	2	623.431	101.923	0.000	892.513	169.667	0.000
	3	489.732	101.923	0.000	660.451	169.667	0.000
COMBO 5	1	607.112	91.600	0.000	840.515	152.117	0.000
	2	555.604	91.600	0.000	749.567	152.117	0.000
	3	460.514	91.600	0.000	581.662	152.117	0.000
COMBO 6	1	935.367	171.788	0.000	935.367	171.788	0.000
	2	627.821	171.788	0.000	627.821	171.788	0.000
	3	60.043	171.788	0.000	60.043	171.788	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1089.000 kN(평상시)

Ra2 = 1633.500 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 12.254 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 11.638 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 565.488 kN(평상시)

Pa2 = 848.232 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	402.370	183.224	1089.000	565.488	O.K
	HINGE	316.583	287.884	1089.000	565.488	O.K
COMBO 2	FIX	366.807	207.583	1089.000	565.488	O.K
	HINGE	301.982	289.432	1089.000	565.488	O.K
COMBO 3	FIX	534.833	2.592	1633.500	848.232	O.K
	HINGE	457.563	96.862	1633.500	848.232	O.K
COMBO 4	FIX	784.811	381.201	1089.000	565.488	O.K
	HINGE	695.851	489.732	1089.000	565.488	O.K
COMBO 5	FIX	688.198	361.589	1089.000	565.488	O.K
	HINGE	607.112	460.514	1089.000	565.488	O.K
COMBO 6	FIX	1035.078	-61.604	1633.500	848.232	O.K
	HINGE	935.367	60.043	1633.500	848.232	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 15268 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 450975060

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	402.370	120.902	93.376	140	O.K
	HINGE	316.583	84.232	67.429	140	O.K
COMBO 2	FIX	366.807	109.048	84.476	140	O.K
	HINGE	301.982	74.873	61.285	140	O.K
COMBO 3	FIX	534.833	108.899	95.398	210	O.K
	HINGE	457.563	88.667	79.122	210	O.K
COMBO 4	FIX	784.811	125.373	120.903	140	O.K
	HINGE	695.851	92.396	96.796	140	O.K
COMBO 5	FIX	688.198	114.278	108.425	140	O.K
	HINGE	607.112	83.037	85.795	140	O.K
COMBO 6	FIX	1035.078	140.526	145.695	210	O.K
	HINGE	935.367	128.626	132.567	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 476.000 + 476.000^2) ÷

(3 × (496.000^2 + 476.000^2))

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	92.917	12.168	80	O.K
	HINGE	92.917	12.168	80	O.K
COMBO 2	FIX	82.594	10.816	80	O.K
	HINGE	82.594	10.816	80	O.K
COMBO 3	FIX	118.420	15.508	120	O.K
	HINGE	118.420	15.508	120	O.K
COMBO 4	FIX	101.923	13.347	80	O.K
	HINGE	101.923	13.347	80	O.K
COMBO 5	FIX	91.600	11.995	80	O.K
	HINGE	91.600	11.995	80	O.K
COMBO 6	FIX	171.788	22.496	120	O.K
	HINGE	171.788	22.496	120	O.K

③ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.00 MPa (평상시)

= 26.60 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	784.811	19.221	13.427	9.443	20	0	O.K
	HINGE	695.851	20.275	12.694	8.491	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	1035.078	28.763	16.787	10.825	26.60	-3	O.K
	HINGE	935.367	38.438	16.845	8.877	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	-61.604	28.763	6.398	0.435	26.60	-3	O.K
	HINGE	60.043	38.438	8.553	0.585	26.60	-3	O.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 1.316 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.316 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.12 MPa (평상시)

※ τpa = 1.120 MPa (평상시) 적용

= 1.490 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷

(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 : 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

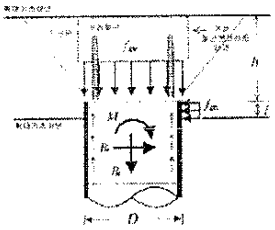
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	16.468	0.305	1.120	O.K
	HINGE	36.381	0.673	1.120	O.K
지진시최대	FIX	34.617	0.641	1.490	O.K
	HINGE	74.953	1.387	1.490	O.K

11.5 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

11.5.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	784.811	183.224	1035.078	2.592
H(kN)	101.923		171.788	
M(kN)	125.373		140.526	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D 500.0mm 말뚝두께 (t') 12.0mm , 부식두께 2.0mm

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 24.0 MPa 기초두께 (H 1200.0mm

수직 유효두께 (h) 1100.0mm

수평 유효두께 (h') 400.0mm

말뚝 매입길이 (l) 100.0mm

4) 보강철근 제원

보강철근 H22(SD40) 10.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

11.5.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

$$\text{상 시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{784810.6}{\pi/4 \times 500.0^2} = 4.00\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.00\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{1035077.7}{\pi/4 \times 500.0^2} = 5.27\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 7.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

$$\text{상 시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{784810.6}{\pi \times (500.0 + 1100) \times 1100} = 0.14\ \text{MPa} \le \tau_{a3} = 0.90\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } \tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{1035077.7}{\pi \times (500.0 + 1100) \times 1100} = 0.19\ \text{MPa} \le \tau_{a3}' = 1.20\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

$$\text{상 시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{101923.5}{500.0 \times 100} = 2.04\ \text{MPa} \le f_{ca} = 6.00\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시: } f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{171787.6}{500.0 \times 100} = 3.44\ \text{MPa} \le f_{ca}' = 7.98\ \text{MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 수평압밀전단응력(τ_h) 검토

$$\text{상 시: } \tau_r = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{101923.5}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.17\ MPa \le \tau_{a3} = 0.90\ MPa \quad \therefore O.K$$

$$\text{지진시: } \tau_r = \frac{Ph,max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{171787.6}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.29\ MPa \le \tau_{a3}' = 1.20\ MPa \quad \therefore O.K$$

11.5.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 12t' }	=	476.0mm
t' { 강관의 두께 = 12.0t' - 2(부식두께) }	=	10.0mm
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π × (D500.0-10t') × 10t' × 12.0{fcsa)}	=	184.726 kN (상시)
S'{지압력 = π × (D500.0-10t') × 10t' × 16.0{fcsa')}	=	245.685 kN (지진시)

$$\text{상 시: } f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha \times n_1 \times \pi(D'-t)} = \frac{784810.6 - 184725.6}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 5.72\ MPa \le f_{csa} = 12.00\ MPa \quad \therefore O.K$$

$$\text{지진시: } f_{cs} = \frac{Pn,max - S'}{\alpha \times n_1 \times \pi(D'-t)} = \frac{1035077.7 - 245685.1}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 7.52\ MPa \le f_{csa}' = 15.96\ MPa \quad \therefore O.K$$

11.5.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1} \times A_{st}}{\tau_{oa} \times U} = \frac{180.0 \times 387.1}{1.6 \times 70.0} = 622.1mm \ge L0min = 35d_1 = 35\times22.2 = 777.0mm$$

Max(622.1mm , 777.0mm) = 777.0mm

∴ 보강철근의 정착장은 777.0mm 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \ge L_{0min} = 35d_1$(35×d_1공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

11.5.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (D500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0㎜
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0㎜
p {가상단면의 철근비 = 3871.0(As) / π × 350(r)² }	=	0.0101
np = 탄성계수(n=15) × 0.0101	=	0.151
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn,max)	=	784.811 kN
최대 모멘트(M max)	=	125.373 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	400.057 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	159.750㎜
e/r = 159.750 / 350.0	=	0.456

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.603 , 휨인장응력계수 (S) = 0.115

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{400056956.5}{350^3} \times 0.603 = 5.63\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{400056956.5}{350^3} \times 0.115 \times 15 = 16.0\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn,max)	=	1035.078 kN
최대 모멘트(M max)	=	140.526 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	502.803 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	135.764㎜
e/r = 135.764 / 350.0	=	0.388

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.543 , 휨인장응력계수 (S) = 0.035

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{502803319.8}{350^3} \times 0.543 = 6.37\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{502803319.8}{350^3} \times 0.035 \times 15 = 6.18\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn,min)	=	183.224 kN
최대 모멘트(M max)	=	125.373 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	189.502 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	684.261㎜
e/r = 684.261 / 350.0	=	1.955

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.561 , 휨인장응력계수 (S) = 2.032

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{189501774.4}{350^3} \times 1.561 = 6.90\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{189501774.4}{350^3} \times 2.032 \times 15 = 134.7\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn,min)	=	2.592 kN
최대 모멘트(M max)	=	140.526 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	141.433 kN
편심(e) M max / Pn,max	=	54206.238㎜
e/r = 54206.238 / 350.0	=	154.875

이므로, 휨압축응력계수(c) = 2.496 , 휨인장응력계수 (S) = 4.333

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{141433486.4}{350^3} \times 1.561 = 8.23\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{141433486.4}{350^3} \times 4.333 \times 15 = 214.41\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

종점 교대

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- 말뚝 안정검토 및 응력검토
- 단면 휨 설계
- 사용성 검토
- 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
   1) 자중 및 관성력
   2) 배면토에 의한 토압
   3) 상부구조에 의한 하중
   4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
   1) 하중집계 및 조합
   2) 전도에 대한 안정
   3) 활동에 대한 안정
   4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
   1) 흉벽 설계
   2) 벽체 설계
   3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
   1.1 흉벽 설계
   2.2 벽체 설계
   3.3 기초 설계
   4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
   1) 좌측 날개벽
   2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
   1) 지간 및 하중 산정
   2) 단면력 검토
   3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
   1) 받침 연단거리 검토
   2) 최소 받침지지 길이 검토
   3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
   4) 교량받침 보강 철근 검토
   5) 교량받침 하면 보강
   6) 교량받침 콘크리트 보강

11. HCP 말뚝검토
   1) HCP 이음위치 검토
   2) HCP 말뚝검토
   3) 말뚝머리 작용력 집계표
   4) 말뚝의 안정성 검토
   5) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1023.500	704.802	O.K
	허용인발력(kN/EA)	500.038	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	125.152	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	14.108	O.K
	수평변위(mm)	15.000	12.953	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1535.250	1026.257	O.K
	허용인발력(kN/EA)	750.057	-117.848	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	155.649	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	21.903	O.K
	수평변위(mm)	15.000	11.331	O.K

■ 단면 휨 설계

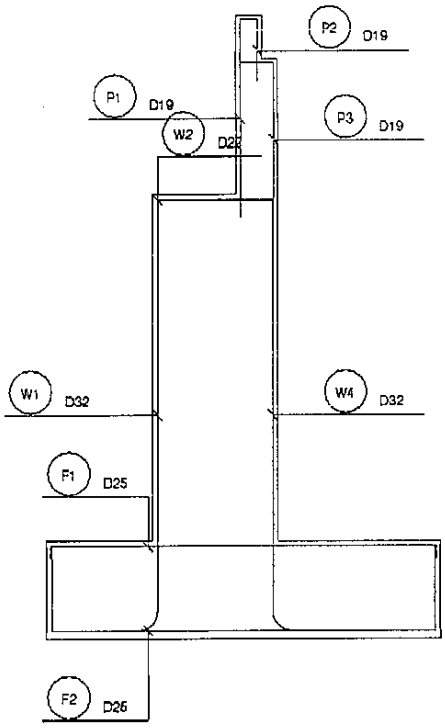
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1800	150	2408.51	4053.6	1002.504	1674.743	1.671	O.K
후면저판		1800	100	3027.16	4053.6	1295.093	1726.426	1.333	O.K
벽체 : H=9.700		2400	100	4017.45	6353.6	2325.974	3650.696	1.57	O.K
흉벽		800	80	1069.24	2292	194.17	410.961	2.117	O.K
좌측날개벽	A(T=650 mm)	650	80	1789.24	3096.8	254.063	432.138	1.701	O.K
	화부(T=450 r	450	80	741.166	3096.8	68.899	274.202	3.98	O.K
	B(T=650 mm)	650	80	1469.63	3096.8	209.561	432.138	2.062	O.K
	C(T=650 mm)	650	80	2035.89	3096.8	288.145	432.138	1.5	O.K
우측날개벽	A(T=650 mm)	650	80	1764.06	3096.8	250.571	432.138	1.725	O.K
	화부(T=450 r	450	80	727.881	3096.8	67.682	274.202	4.051	O.K
	B(T=650 mm)	650	80	1455.78	3096.8	207.623	432.138	2.081	O.K
	C(T=650 mm)	650	80	1996.22	3096.8	282.679	432.138	1.529	O.K

■ 사용성 검토

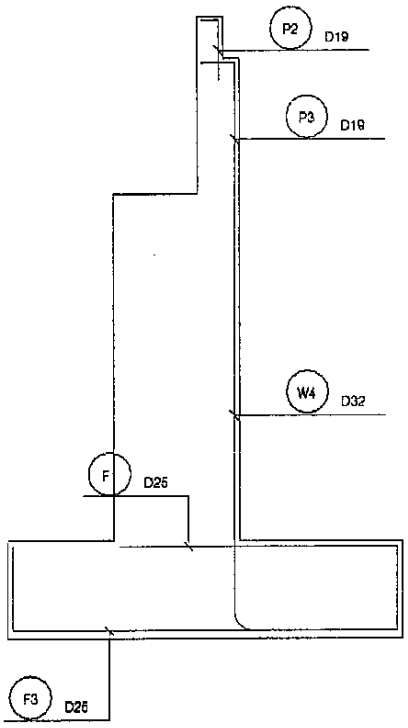
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		103.8501	150	125	414.554	O.K
후면저판		107.2268	150	125	515.674	O.K
벽체 : H=9.700		72.187	150	125	872.734	O.K
흉벽		73.892	150	125	852.591	O.K
좌측날개벽	A(T=650 mm)	92.04	150	125	683.109	O.K
	화부(T=450 r	39.137	150	125	1609.71	O.K
	B(T=650 mm)	75.918	150	125	829.842	O.K
	C(T=650 mm)	104.386	150	125	581.908	O.K
우측날개벽	A(T=650 mm)	90.775	150	125	694.027	O.K
	화부(T=450 r	38.446	150	125	1638.651	O.K
	B(T=650 mm)	75.216	150	125	837.588	O.K
	C(T=650 mm)	102.406	150	125	596.495	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

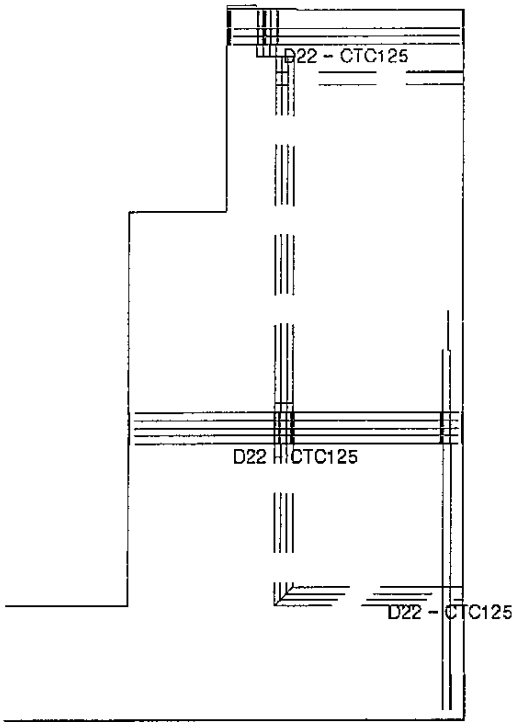


- ② Cycle (CTC = 250)

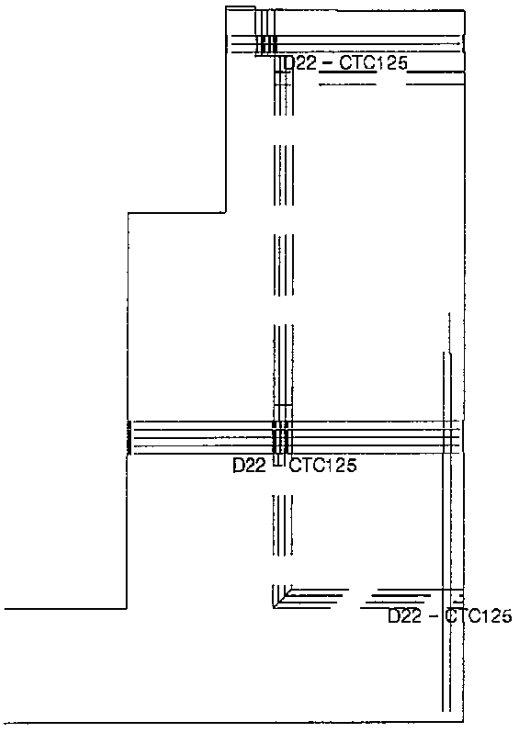


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대
(2) 상 부 형 식	: IPC GIRDER
(3) 교 량 등 급	: 1 등교
(4) 교 대 총 폭	: B = 17.142 M
(5) 교 대 총높이	: H = 11.500 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 94.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: γc = 25.000 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량	: γs1 = 20.000 kN/m³ (토사)	[도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량	: γs2 = 20.000 kN/m³	
(4) 과 재 하 중	: q1 = 10.000 kN/m	
(5) 상부 고정하중 반력	: Rd = 516.609 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 112.055 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치	: N = 5.000
(3) 기초지반의 내부마찰각	: Φ2 = 23.660 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.282 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수	: A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수

- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도	: fck = 24.000 MPa	
- 탄성계수	: Ec = 26986.000 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300)	: fy = 300.000 MPa	
- 탄성계수	: Es = 200000.000 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]

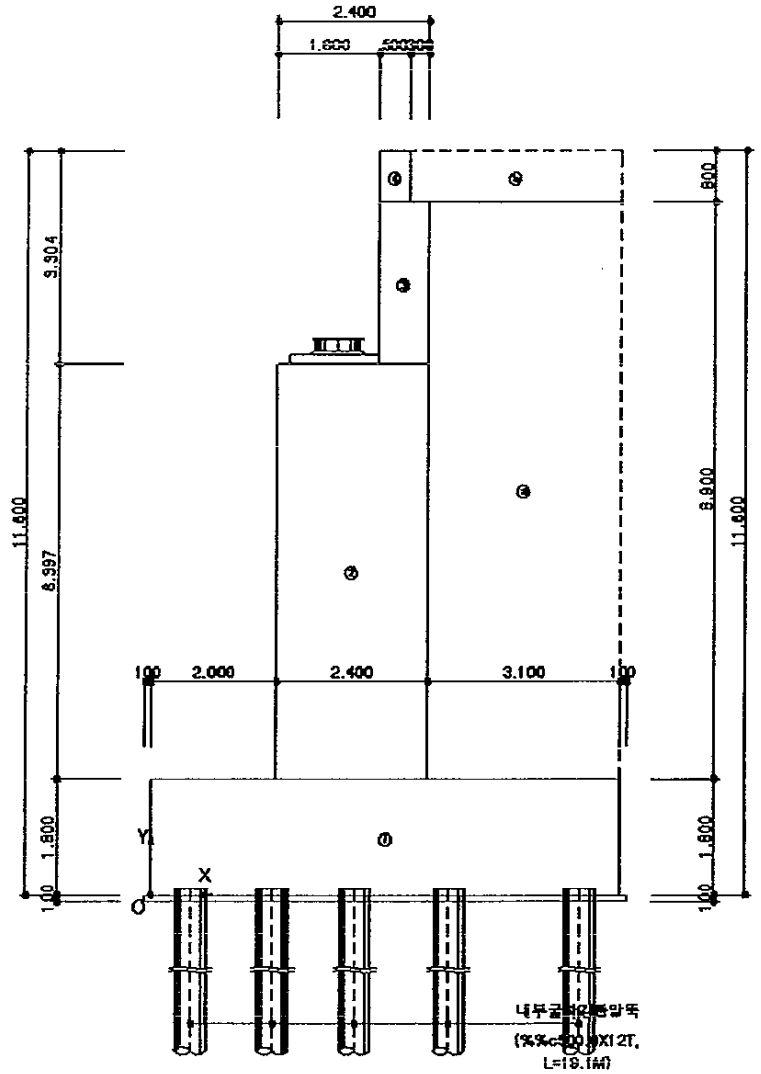
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

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

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	계
고정하중	1473.381	1485.498	1468.598	1470.278	1485.570	1472.256	8855.581
활하중	271.638	299.699	318.539	331.246	342.928	356.775	1920.825

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	계
교축방향	304.970	304.740	304.730	304.720	304.710	304.530	1828.400
직각방향	232.280	232.440	232.530	232.510	232.380	231.990	1394.130

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	7.500 × 1.800	= 13.500	25.000	337.500	25.988
	②	2.400 × 6.397	= 15.352	25.000	383.801	29.553
	③	0.800 × 2.504	= 2.003	25.000	50.073	3.856
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 31.255		781.375	60.166
뒷채움재	ⓐ	3.100 × 8.900	= 27.591	20.000	551.822	42.490
	ⓑ	3.400 × 0.800	= 2.720	20.000	54.400	4.189
	소계		= 30.311		606.222	46.679
총 계					1387.596	106.845

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	3.750	0.900	1265.625	23.389
	②	3.200	4.998	1228.165	147.715
	③	4.000	9.449	200.293	36.430
	④	3.850	11.100	38.500	8.547
	소 계			2732.582	216.081
뒷채움재	ⓐ	5.950	6.250	3283.339	265.572
	ⓑ	5.800	11.100	315.520	46.497
	소 계			3598.859	312.069
총 계				6331.441	528.149

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 2732.582 / 781.375 = 3.497 m
  Y = 216.081 / 60.166 = 3.591 m
- 뒷채움재 : X = 3598.859 / 606.222 = 5.937 m
  Y = 312.069 / 46.679 = 6.685 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도),

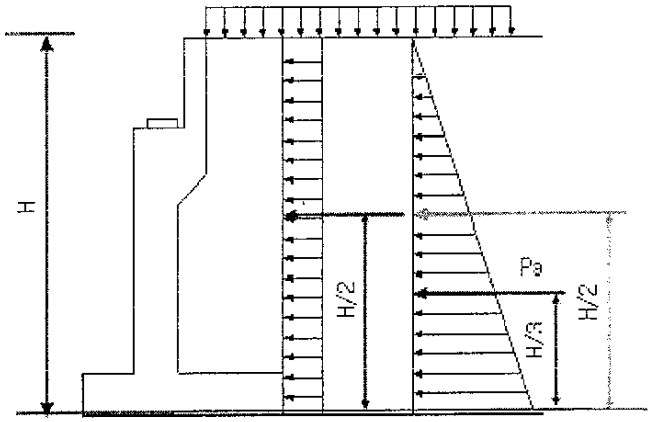
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 11.500 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 11.500² x cos(0.000)

= 358.419 kN

y = H / 3 = 3.833 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 11.500 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 11.500² x cos(0.000)

= 415.290 kN

y = H / 2 = 5.750 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 9.700 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 9.700² x cos(11.667 + 0.000)

= 231.304 kN

y = H / 3 = 3.233 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 9.700 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 9.700² x cos(0.000 + 0.000)

= 295.464 kN

y = H / 2 = 4.850 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 8855.581 ÷ (17.100 / sin94.000) = 516.609 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1920.825 ÷ (17.100 / sin94.000) = 112.055 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.1$

$= 0.012536$ m

교량받침의 개수 : N = 6 EA

교대의 폭원 : B = 17.142 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 4313.700 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 4313.700 \times 0.012536 \times 6 / 17.142$

$= 18.927$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5	6
KH	4313.7	4313.7	4313.7	4313.7	4313.7	4313.7
δ(m)	0.07318	0.07312	0.07312	0.07312	0.07312	0.07308

$Fm = 81.329 \times \cos 94.0 + 106.664 \times \sin 94.0$

$= 112.077$ kN/m

H1 = 1394.130 ÷ (17.100 / sin94.0) = 81.329 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 1828.400 ÷ (17.100 / sin94.0) = 106.664 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$R \times Kh \times \sin\theta \rightarrow H2$ (교축방향 수평력)

$R \times Kh \times \cos\theta \rightarrow H1$ (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 3.400 = 34.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 11.500 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 11.500 \times \cos 0.000$

$= 31.166$ kN

$y = H / 2 = 5.750$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 9.700 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 9.700 \times \cos 11.667$

$= 23.845$ kN

$y = H / 2 = 4.850$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	781.375	-	3.497	3.591	2732.584	-
2. 교대구체(지진시)	781.375	60.166	3.497	3.591	2732.584	216.081
3. 뒷채움재(평상시)	606.222	-	5.937	6.685	3598.861	-
4. 뒷채움재(지진시)	606.222	46.679	5.937	6.685	3598.861	312.068
5. 배면토압(평상시)	-	358.419	-	3.833	-	1373.981
6. 배면토압(지진시)	-	415.290	-	5.750	-	2387.990
7. 뒷채움 상재하중	34.000	31.166	5.800	5.750	197.200	179.210
8. 상부 고정하중반력	516.609	-	2.958	-	1528.129	-
9. 상부 활하중반력	112.055	-	2.958	-	331.459	-
10. 교량받침마찰력	-	18.927	-	8.597	-	162.710
11. 상부관성력	-	112.077	-	8.597	-	963.491

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1421.597	389.585	6528.645	1553.191
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1387.597	358.419	6331.445	1373.981
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1387.597	522.135	6331.445	2916.139
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8	2050.261	408.512	8388.233	1715.901
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1904.206	377.346	7859.574	1536.691
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8	1904 206	634.212	7859.574	3879.630

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(= 3.490) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	13.000	8.450	-
2 열	1.950	13.000	25.350	-
3 열	3.250	13.000	42.250	-
4 열	4.750	13.000	61.750	-
5 열	6.850	13.000	89.050	-
계	-	65.000	226.850	3.490

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	24369.016	6678.286	-0.010	-243.690
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	23786.188	6144.018	-0.083	-1974.254
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	23786.188	8950.438	1.029	24475.987
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	35145.574	7002.713	0.236	8294.355
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	32641.899	6468.465	0.170	5549.123
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	32641.899	10871.662	1.400	45698.659

註) COMB 1.2.3 : 상부하중 비재하시(가설시). COMB 4.5.6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(17.142 m)을 고려한 결과값임.

▣ 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.

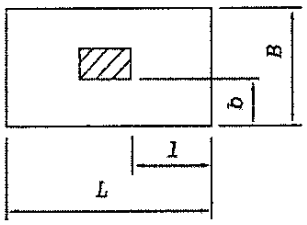
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 169344.680 x 65 / (17.142 x 7.500) = 85618.641 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 17.142 m)
B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 65 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 85618.641) / (26986000.000 \times 1.800^3)]} = 0.201$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 3.100) = 3.100
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.750, 뒷굽기준으로 검토

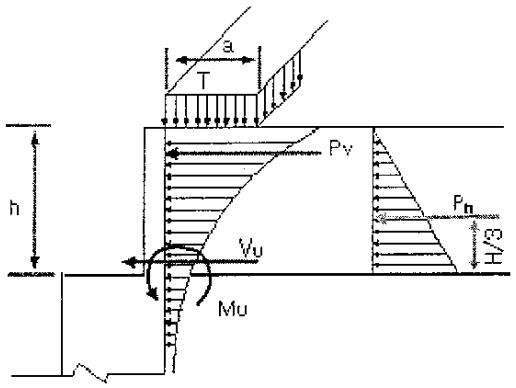


$\beta\lambda$ = 0.201 x 3.100 = 0.623 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.304 - 0.36) = 84.673 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.304^2 x cos11.667 = 26.829 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.304 x 26.829 = 29.544 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 26.829 = 94.508 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 84.673 + 1.70 x 29.544 = 194.170 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.504 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.856 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.856 + 0.770 = 4.626 kN

Mw = 3.856 x 2.504/2 + 0.770 x (2.504 + 0.800/2) = 7.062 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 3.304^2 x cos0.000 = 34.270 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.304 x 34.270 = 56.609 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.626 + 1.00 x 34.270 = 38.896 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 7.062 + 1.00 x 56.609 = 63.671 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	94.508	194.170	
지진시	38.896	63.671	
설계단면력	94.508	194.170	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.700 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	34.178	3.838	-	1.000	34.178	131.170
2. 배면토압(평상시)	231.304	3.233	1.700	-	393.217	1271.447
3. 배면토압(지진시)	295.464	4.850	-	1.000	295.464	1433.052
4. 뒷채움 상재하중	23.845	4.850	1.700	-	40.536	196.609
5. 교량받침마찰력	18.927	6.797	1.300	-	24.605	167.233
6. 상부관성력	112.077	6.797	-	1.000	112.077	761.753

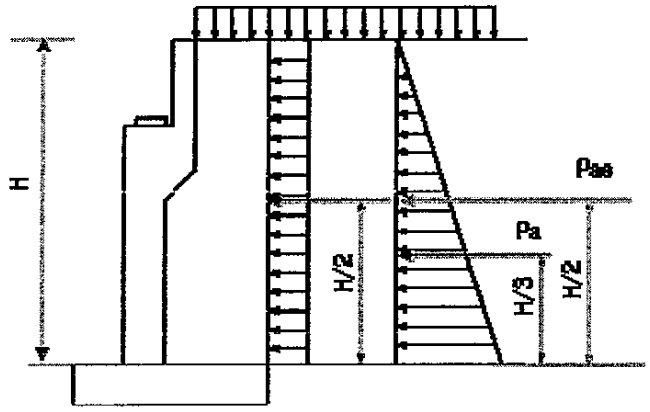
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 34.178 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 131.170 kN.m

y = Mo / Ho = 131.170 / 34.178 = 3.838



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 9.700 m)	458.358	1635.289	
지진시(H = 9.700 m)	441.719	2325.975	
설계단면력	458.358	2325.974	

3) 기초 설계

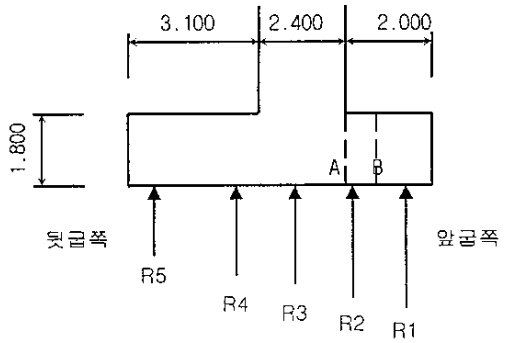
1) Pile 반력집계 (본당)

구 분	계 수 하 중						사 용 하 중			
	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 3	COMBO 4	COMBO 5	COMBO 6	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 4	COMBO 5
Ru1	705.17	653.39	679.27	1059.34	923.87	1026.26	457.64	426.22	704.80	634.65
Ru2	619.55	582.65	535.84	921.75	810.39	786.36	419.77	398.63	629.69	574.02
Ru3	521.84	500.74	385.27	771.94	685.54	538.28	374.72	364.38	547.25	506.57
Ru4	435.13	430.27	226.93	625.42	565.97	269.67	338.20	339.20	467.90	443.41
Ru5	296.82	315.99	-4.75	403.17	382.65	-117.85	277.03	294.62	346.55	345.46

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다.

3) 기초 설계(계수하중)

③ 전면저판(앞급)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R2 = Ru2 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R3 = Ru3 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R4 = Ru4 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R5 = Ru5 x 13본 / 17.142m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	705.170	619.550	533.930	498.570	465.980
COMB 2	653.390	582.650	511.900	488.890	472.310
COMB 3	679.270	535.840	392.420	264.440	95.270
COMB 4	1059.340	921.750	784.170	689.640	574.420
COMB 5	923.870	810.390	696.910	625.670	541.850
COMB 6	1026.260	786.360	546.470	312.670	-3.180

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.350 x 25.000 = 15.750 kN

Ma = 1.800 x 2.000 x 25.000 x 2.000 / 2 = 90.000 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 1.350 + R2 x 0.050 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

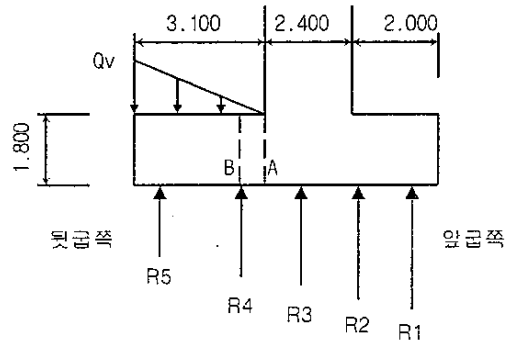
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	745.446	20.475	628.446
COMB 2	0.000	691.038	20.475	574.038
COMB 3	0.000	715.753	15.750	625.753
COMB 4	0.000	1119.504	20.475	1002.504
COMB 5	0.000	976.588	20.475	859.588
COMB 6	0.000	1080.501	15.750	990.501

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,
(-)반력은 사용하지 않는다.
말뚝반력에 의한 단면력
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중
COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G
COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

① 기초 뒷굽의 단면력 계산 : 계수하중



R1 = Ru1 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R2 = Ru2 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R3 = Ru3 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R4 = Ru4 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R5 = Ru5 x 13본 / 17.142m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	562.190	542.020	521.840	435.130	296.820
COMB 2	521.270	511.000	500.740	430.270	315.990
COMB 3	594.720	490.000	385.270	226.930	-4.750
COMB 4	914.590	843.260	771.940	625.420	403.170
COMB 5	789.310	737.420	685.540	565.970	382.650
COMB 6	929.340	733.810	538.280	269.670	-117.850

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 3.100 x 25.000 = 139.500 kN
Ma = 1.800 x 3.100 x 25.000 x 3.100 / 2 = 216.225 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 3.100 x 9.778 x 20.000 = 606.222 kN

Ma = 606.222 x (5.937 - 4.400) = 931.484 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.100 = 31.000 kN

Ma = 31.000 x (5.950 - 4.400) = 48.050 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 9.700^2 x sin11.667

= 51.562 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 51.562 / 3.100

= 33.266 kN

Vb = 33.266 x 3.100 / 2 - (3.100 - 3.100) / 3.100 x 33.266 / 2 = 51.562 kN

Ma = 33.266 x 3.100 x 3.100 / 3 = 106.561 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R5 x 1.000 + R4 x 1.000 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000

Ma = R5 x 2.450 + R4 x 0.350 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	555.095	666.997	568.649	1109.485
COMB 2	565.948	701.327	491.146	971.849
COMB 3	168.492	51.400	577.230	1096.309
COMB 4	780.052	915.096	343.692	861.387
COMB 5	719.404	861.193	337.690	811.983
COMB 6	115.138	-147.384	630.584	1295.093

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,

(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1650.0	150.0	1002.5	20.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1650.00 - 70.131) / 70.131 = 0.06758

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2408.510 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.683]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 2,408.510 ㎟

ρmin = MAX(2,408.510, 1,800.000) / bd = 0.00146

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00246

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (1650 - a/2) = 1674.743 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

≥ Mu (= 1002.504 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.671]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1650.00 = 1077.775 kN

≥ Vu (= 20.475 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
사용철근량 : D16 - C.T.C 150
D16 - C.T.C 300 =1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎜' 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』
사용철근량 : D16 - C.T.C 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1700.0	100.0	1295.1	630.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 ㎜, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 70.131) / 70.131 = 0.06972

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3027.162 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜) [사용률 = 1.339]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 3,027.162 ㎟

ρmin = MAX(3,027.162, 1,800.000) / bd = 0.00178

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00238

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (1700.000 - a/2) = 1726.426 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 ㎜

≥ Mu (= 1295.093 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.333]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1700.00 = 1110.435 kN

≥ Vu (= 630.584 kN) , 전단보강 불필요

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 mm² < 2648.000 mm² ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 150 = 1324.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 1324.000 mm² ∴ O.K

3) 벽체 : H=9.700

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2400.00	2300.00	100.00	2325.97	458.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2300.00 - 109.924) / 109.924 = 0.05977

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4017.454 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.581]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00276

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) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (2300.00 - a/2) = 3650.696 kN.m

≥ Mu (= 2325.974 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.570]

* 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2300.00 = 1502.354 kN

≥ Vu (= 458.358 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2400.0 x 1000.0 = 3600.000 mm² > 1910.000 mm²

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 mm² > (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 : D19 - CTC 300 = 955.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 955.0 mm² ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	194.17	94.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 39.654) / 39.654 = 0.05147

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1069.244 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.144]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x (600 / (600 + fy)) = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00318

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) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (720.00 - a/2) = 410.961 kN.m

≥ Mu (= 194.170 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.117]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 94.508 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 mm² < 1324.000 mm² ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (3.304 - 0.36) = 84.673 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 3.304^2 x cos11.667 = 26.829 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.304 x 26.829 = 29.544 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 26.829 = 55.593 kN

Ms = 84.673 + 29.544 = 114.217 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.700 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	34.178	3.838	-	1.000	34.178	131.170
2. 배면토압(평상시)	231.304	3.233	1.000	-	231.304	747.910
3. 배면토압(지진시)	295.464	4.850	-	1.000	295.464	1433.052
4. 뒷채움 상재하중	23.845	4.850	1.000	-	23.845	115.652
5. 교량받침마찰력	18.927	6.797	1.000	-	18.927	128.641
6. 상부관성력	112.077	6.797	-	1.000	112.077	761.753

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 34.178 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 131.170 kN.m

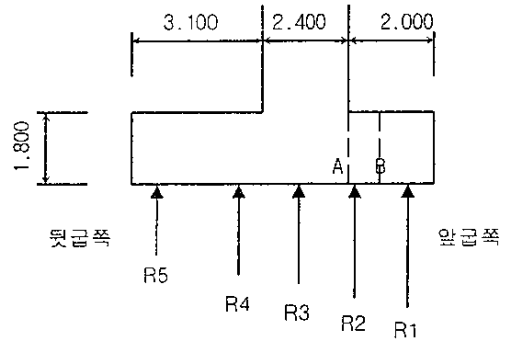
y = Mo / Ho = 131.170 / 34.178 = 3.838

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	274.076	992.203	

3) 기초 설계

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R2 = Ru2 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R3 = Ru3 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R4 = Ru4 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R5 = Ru5 x 13본 / 17.142m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	457.640	419.770	381.900	375.920	377.600
COMB 2	426.220	398.630	371.040	374.130	387.770
COMB 3	679.270	535.840	392.420	264.440	95.270
COMB 4	704.800	629.690	554.570	506.300	448.980
COMB 5	634.650	574.020	513.380	479.170	440.820
COMB 6	1026.260	786.360	546.470	312.670	-3.180

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.350 x 25.000 = 15.750 kN

Ma = 1.800 x 2.000 x 25.000 x 2.000 / 2 = 90.000 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 1.350 + R2 x 0.050 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

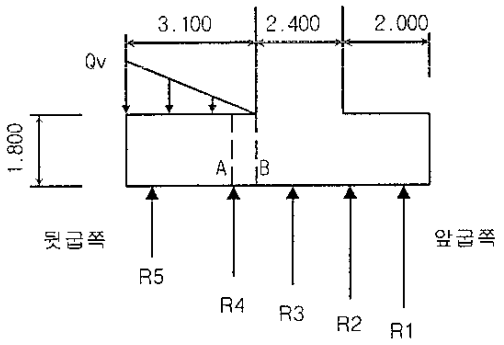
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	484.451	15.750	394.451
COMB 2	0.000	451.485	15.750	361.485
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	745.454	15.750	655.454
COMB 5	0.000	671.525	15.750	581.525
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3.6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R2 = Ru2 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R3 = Ru3 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R4 = Ru4 x 13본 / 17.142m (KN/m)
R5 = Ru5 x 13본 / 17.142m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	372.630	373.670	374.720	338.200	277.030
COMB 2	347.490	355.930	364.380	339.200	294.620
COMB 3	594.720	490.000	385.270	226.930	-4.750
COMB 4	618.230	582.740	547.250	467.900	346.550
COMB 5	554.050	530.310	506.570	443.410	345.460
COMB 6	929.340	733.810	538.280	269.670	-117.850

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R5 x 1.000 + R4 x 1.000 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000

Ma = R5 x 2.450 + R4 x 0.350 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	466.571	604.485	361.713	697.835
COMB 2	480.668	637.440	316.616	616.830
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	617.655	768.094	210.628	534.226
COMB 5	598.255	759.557	199.029	494.713
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용하중단면력(상 시) = 1.0D + 1.0L + 1.0H -말뚝반력에의한 단면력

D-고정하중,L-활하중,H-토압,E-지진하중

말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 655.454 x 1000000 / [4053.600 x (1650.000 - 278.941/3)]

= 103.850 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1650.0/(7x4053.600)]

= 278.941 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25.00/2 = 137.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.85) - 2.5 x 137.50 = 414.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.85) = 606.64 mm

Sa는 작은 값인 414.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 414.55 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 697.835 x 1000000 / [4053.600 x (1700.000 - 283.524/3)]

= 107.227 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x4053.600)]

= 283.524 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25.00/2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 107.23) - 2.5 x 87.50 = 515.67 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 107.23) = 587.54 mm

Sa는 작은 값인 515.67 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 515.67 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=9.700

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 992.203 x 1000000 / [6353.600 x (2300.000 - 410.018/3)]

= 72.187 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2300.0/(7x6353.600)]

= 410.018 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 72.19) - 2.5 x 84.00 = 880.92 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 72.19) = 872.73 mm

Sa는 작은 값인 872.73 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 872.73 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.217 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 136.798/3)]

= 73.892 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x2292.000)]

= 136.798 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 73.89) - 2.5 x 70.50 = 889.49 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 73.89) = 852.59 mm

Sa는 작은 값인 852.59 mm 를 적용

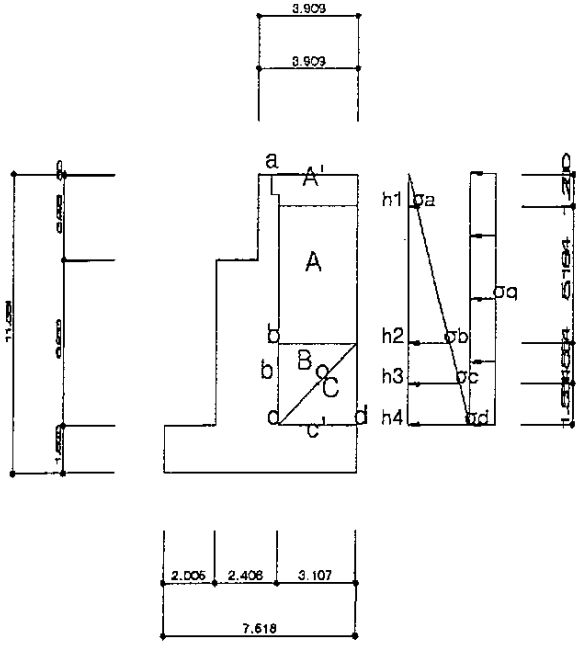
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 852.59 mm) ∴ O.K

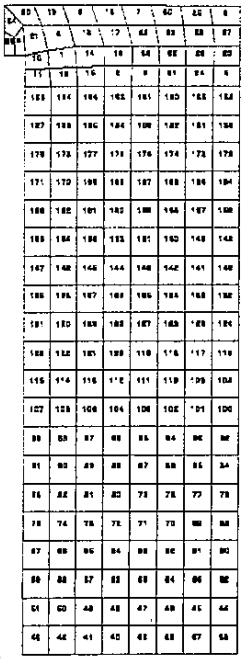
8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

① 해석 모델





U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 O	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	254.063	209.561	288.145	68.899
전단력(kN)	0.000	220.318	218.814	242.618	92.281

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 O	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	149.449	123.271	169.497	40.529
전단력(kN)	0.000	129.599	128.714	142.716	54.283

(2) 철근량 검토

① A(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	254.06	220.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1789.237 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.731]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 . ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x ki x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00543

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (570.00 - a/2) = 432.138 kN.m

≥ Mu (= 254.063 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.701]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 220.318 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	68.90	92.28

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 ㎜, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 741.166 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 4.178]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 ㎜

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 68.899 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.980]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 92.281 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	209.56	218.81

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1469.633 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.107]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00543

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (570.00 - a/2) = 432.138 kN.m

≥ Mu (= 209.561 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.062]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 218.814 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	288.15	242.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2035.887 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.521]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00543

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (570.00 - a/2) = 432.138 kN.m

≥ Mu (= 288.145 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.500]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 242.618 kN) . 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1. A(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 149.449 x 1000000 / [3096.800 x (570.000 - 137.012/3)]

= 92.040 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x3096.800)]

= 137.012 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 92.04) - 2.5 x 69.00 = 683.11 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 92.04) = 684.49 mm

Sa는 작은 값인 683.11 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 683.11 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 40.529 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 39.137 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]

= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 39.14) - 2.5 x 69.00 = 1839.64 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 39.14) = 1609.71 mm

Sa는 작은 값인 1609.71 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1609.71 mm) ∴ O.K

③ B(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 123.271 x 1000000 / [3096.800 x (570.000 137.012/3)]

= 75.918 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096 800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x3096.800)]

= 137.012 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.92) - 2.5 x 69.00 = 864.80 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 75.92) = 829.84 mm

Sa는 작은 값인 829.84 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 829.84 mm) ∴ O.K

④ C(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 169.497 x 1000000 / [3096.800 x (570.000 - 137.012/3)]

= 104.386 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x3096.800)]

= 137.012 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.39) - 2.5 x 69.00 = 581.91 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.39) = 603.53 mm

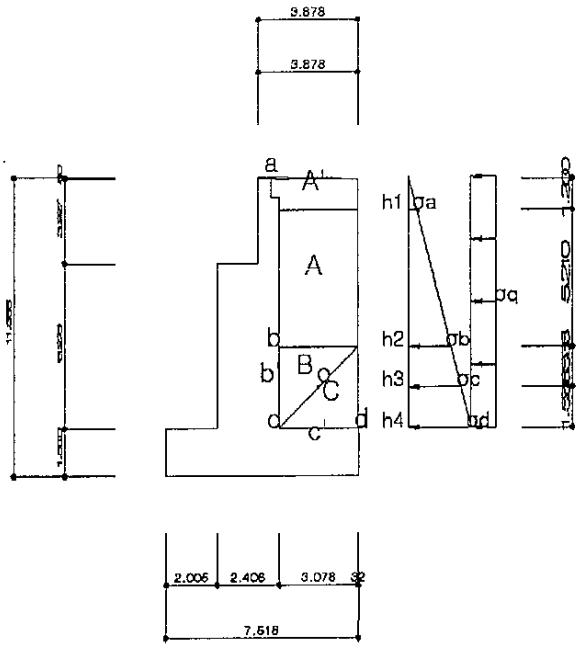
Sa는 작은 값인 581.91 mm 를 적용

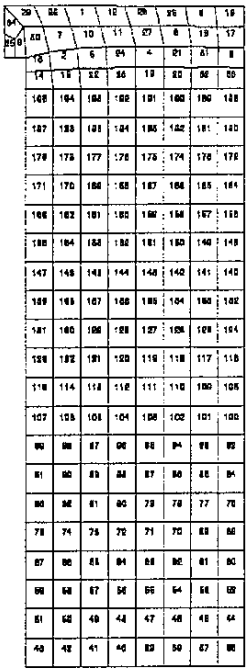
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 581.91 mm) ∴ O.K

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

① 해석 모델





U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	250.571	207.623	282.679	67.682
전단력(kN)	0.000	219.110	217.746	240.063	91.232

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	147.395	122.131	166.282	39.813
전단력(kN)	0.000	128.888	128.086	141.213	53.666

(2) 철근량 검토

1. A(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	250.57	219.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1764.057 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.755]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 . ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00543

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (570.00 - a/2) = 432.138 kN.m

≥ Mu (= 250.571 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.725]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 219.110 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	67.68	91.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 727.881 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.255]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 67.682 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.051]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 91.232 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	207.62	217.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1455.776 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.127]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 . ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00543

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (570.00 - a/2) = 432.138 kN.m

≥ Mu (= 207.623 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.081]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 217.746 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	282.68	240.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1996.220 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.551]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00543

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (570.00 - a/2) = 432.138 kN.m

≥ Mu (= 282.679 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.529]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 240.063 kN), 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=650 mm)

㉠ 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 147.395 x 1000000 / [3096.800 x (570.000 - 137.012/3)]

= 90.775 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x3096.800)]

= 137.012 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.77) - 2.5 x 69.00 = 695.03 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.77) = 694.03 mm

Sa는 작은 값인 694.03 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 694.03 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 39.813 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 38.446 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]

= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 38.45) - 2.5 x 69.00 = 1875.81 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 38.45) = 1638.65 mm

Sa는 작은 값인 1638.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1638.65 mm) ∴ O.K

③ B(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.131 x 1000000 / [3096.800 x (570.000 - 137.012/3)]

= 75.216 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x3096.800))]

= 137.012 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.22) - 2.5 x 69.00 = 874.49 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 75.22) = 837.59 mm

Sa는 작은 값인 837.59 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 837.59 mm) ∴ O.K

④ C(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 166.282 x 1000000 / [3096.800 x (570.000 - 137.012/3)]

= 102.406 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x3096.800))]

= 137.012 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.41) - 2.5 x 69.00 = 596.49 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 102.41) = 615.20 mm

Sa는 작은 값인 596.49 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 596.49 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

  Lp = 0.70 x 10.565 = 7.395 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m : 접속판의 자중

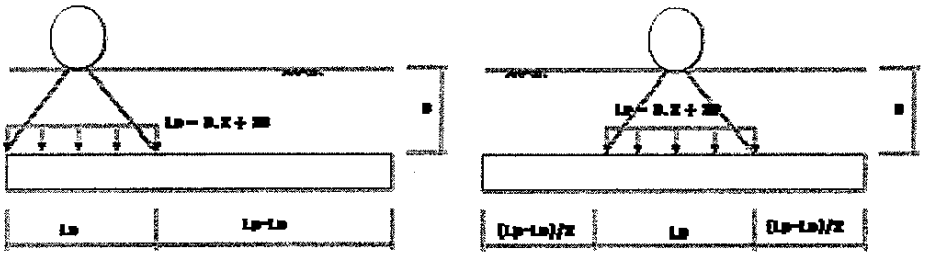
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 7.395 / 2 - 12.500 x 0. = 41.220 kN/m

Md = 12.500 x 7.395² / 8 = 85.453 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.400) / (2 x 7.395)

= 77.575 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.395/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 151.741 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 41.220 + 2.15 x 77.575

= 220.372 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 85.453 + 2.15 x 151.741

= 437.333 kN/m

2) 단면력 검토

* 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)
1000.00	500.00	400.00	100.00	437.33	220.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01144

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3479.442 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.165]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 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 = 0.01013

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (400.00 - a/2) = 502.603 kN.m

≥ Mu (= 437.333 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.149]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 220.372 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.395) = 20.23% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3479.4 ㎟

필요 철근량 : 3479.4 x 0.202 = 703.7 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 237.194 x 1000000 / [4053.600 x (400.000 - 124.939/3)]

= 163.287 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x4053.600)]

= 124.939 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

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 / 163.29) - 2.5 x 87.50 = 263.53 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 163.29) = 385.82 mm

Sa는 작은 값인 263.53 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 263.53 mm) ∴ O.K

9.2 접속슬래브 검토(우측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

  Lp = 0.70 x 10.545 = 7.381 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m : 접속판의 자중

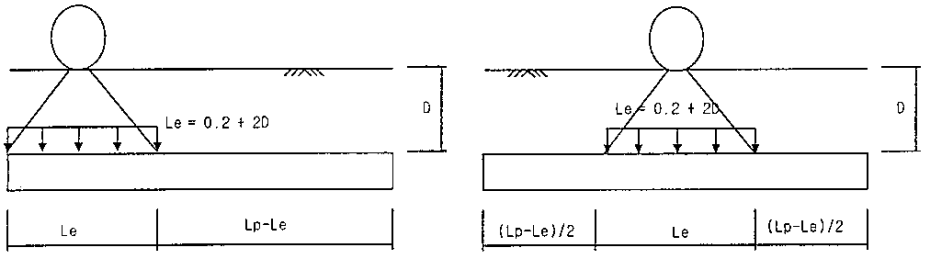
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 7.381 / 2 - 12.500 x 0.4 = 41.134 kN/m

Md = 12.500 x 7.381^2 / 8 = 85.135 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2 + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.400) / (2 x 7.381)

= 77.564 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.381/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 151.455 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 41.134 + 2.15 x 77.564

= 220.238 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 85.135 + 2.15 x 151.455

= 436.303 kN/m

2) 단면력 검토

* 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)
1000.00	500.00	400.00	100.00	436.30	220.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01144

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3470.517 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.168]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 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 = 0.01013

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (400.00 - a/2) = 502.603 kN.m

≥ Mu (= 436.303 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.152]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 220.238 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.381) = 20.24% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3470.5 ㎟

필요 철근량 : 3470.5 x 0.202 = 702.6 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 236.590 x 1000000 / [4053.600 x (400.000 - 124.939/3)]

= 162.871 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x4053.600)]

= 124.939 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

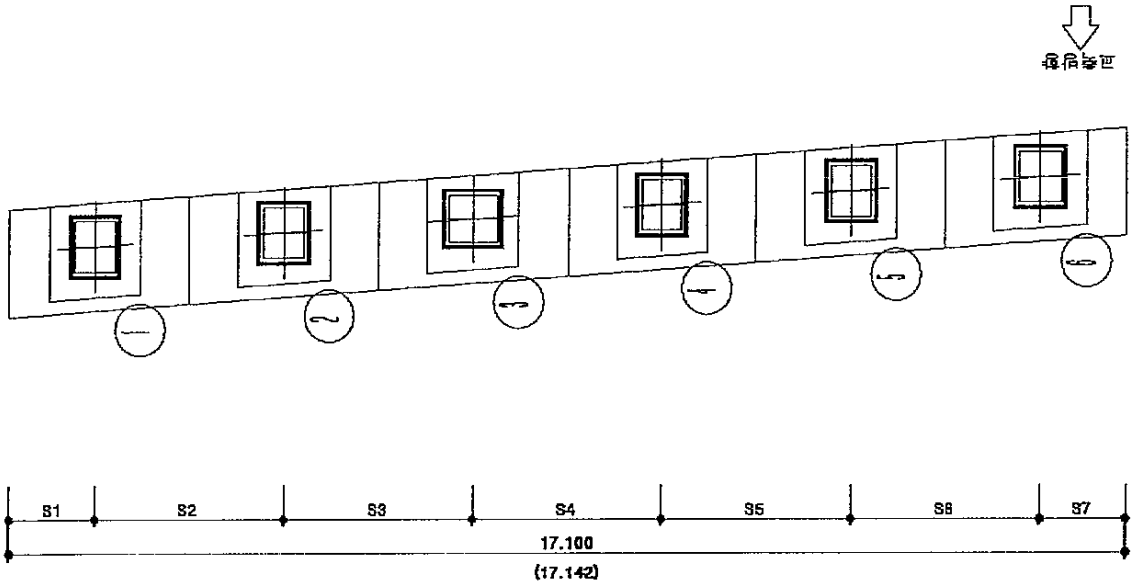
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.87) - 2.5 x 87.50 = 264.76 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.87) = 386.81 mm

Sa는 작은 값인 264.76 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 264.76 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.142 = 450.712 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.712	760.000	610.000	557.650	O.K
2	450.712	760.000	610.000	557.650	O.K
3	450.712	700.000	740.000	583.043	O.K
4	450.712	760.000	610.000	557.650	O.K
5	450.712	760.000	610.000	557.650	O.K
6	450.712	760.000	610.000	557.650	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 94.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 4.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 100.250 + 6.66 \times 8.895) \times (1 + 0.000125 \times 4.00^2)$

= 427.512 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1604 - 80 - 50 = 1474 mm ≥ 428 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	3000.000	1924.116	O.K	465.880	381.213	O.K
SHOE 2	3000.000	1886.004	O.K	465.880	380.925	O.K
SHOE 3	3000.000	1829.033	O.K	465.880	380.913	O.K
SHOE 4	3000.000	1831.856	O.K	465.880	380.900	O.K
SHOE 5	3000.000	1886.271	O.K	465.880	380.887	O.K
SHOE 6	3000.000	1921.077	O.K	465.880	380.662	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1924.116	286.626	218.308	1568.000	1988.000	
2	1886.004	286.410	218.459	1568.000	2063.000	
3	1829.033	286.400	268.363	1698.000	2033.000	
4	1831.856	286.391	218.524	1568.000	2063.000	
5	1886.271	286.382	218.402	1568.000	2063.000	
6	1921.077	286.212	218.036	1568.000	1988.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3845.667	4369.200	O.K	3909.870	4369.200	O.K
2	3805.902	4369.200	O.K	3938.546	4369.200	O.K
3	3844.012	4369.200	O.K	4059.608	4369.200	O.K
4	3751.327	4369.200	O.K	3867.721	4369.200	O.K
5	3805.983	4369.200	O.K	3938.521	4369.200	O.K
6	3839.855	4369.200	O.K	3904.176	4369.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1910.840	9532.800	O.K	1455.388	9532.800	O.K
2	1909.398	9532.800	O.K	1456.391	9532.800	O.K
3	1909.336	9532.800	O.K	1789.084	9532.800	O.K
4	1909.273	9532.800	O.K	1456.830	9532.800	O.K
5	1909.211	9532.800	O.K	1456.015	9532.800	O.K
6	1908.083	9532.800	O.K	1453.571	9532.800	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1924.116 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 50.1

  = 0.012536 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 4313.700 x 0.012536

  = 54.075 kN/m

  Hx1 = 54.075 / 1.15 = 47.022 kN

  Hx2 = 381.213 / 1.33 = 286.626 kN

  ∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 286.626 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 290.350 / 1.33 = 218.308 kN

  ∴ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 218.308 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 760.000 mm b1y = 610.000 mm

b2x = 958.000 mm b2y = 1300.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1916.000 mm < 5 x b1x = 3800.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2600.000 mm < 5 x b1y = 3050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 760.000/1916.000) x 1924.116 x 10^3 /150.000

= 1934.828 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 610.000/2600.000) x 1924.116 x 10^3 /150.000

= 2454.481 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 286.626 x 10^3 / 150.000

= 1910.840 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 218.308 x 10^3 / 150.000

= 1455.388 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 760.000 + 1300.000 = 2060.000 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 958.000 mm가 Bxo/2 = 1030.000 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 958.000 + (760.000+1300.000)/2 = 1988.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 610.000 + 958.000 = 1568.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 2454.481 + 1455.388 = 3909.870 mm^2

  Bxo = 1988.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1934.828 + 1910.840 = 3845.667 mm^2

  Byo = 1568.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 218.308 x 10^3 / 150.000 = 1455.388 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 24 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 24 = 9532.800 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

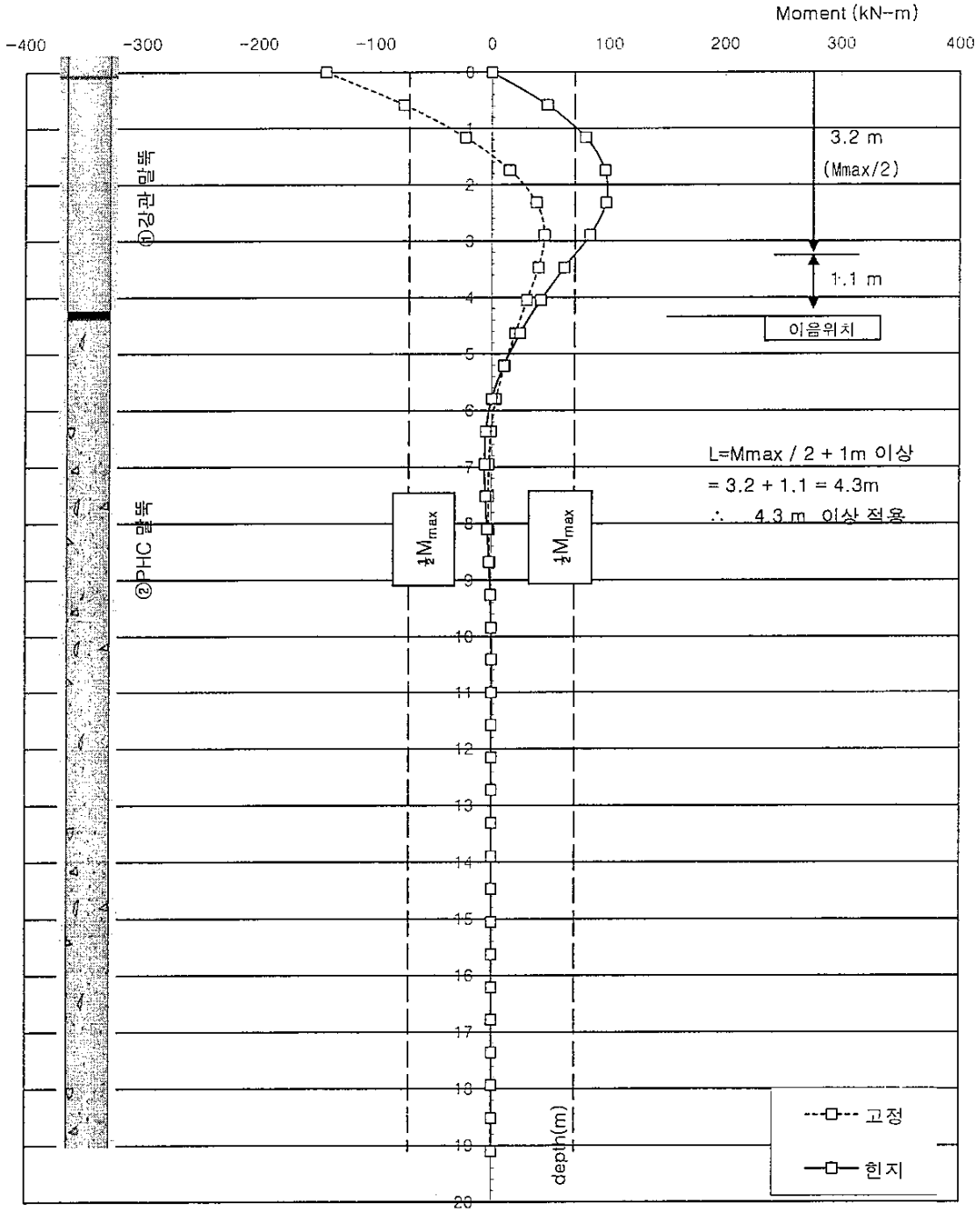
As1 = Hx/fsa = 286.626 x 10^3 / 150.000 = 1910.840 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 24 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 24 = 9532.800 mm^2 ∴ O.K

11.HCP 말뚝검토

11.1 HCP 이음위치 검토



11.2 HCP 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용		비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 HCP말뚝		
말뚝 머리의 평균 N치	NH	10		
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50		
변 형 계 수	EO	10 · N		
말뚝 선단의 근입깊이		1.0	m	
두부의 돌출길이		0.0	m	
말뚝의 총길이	L	19.0	m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Ds	500	mm	
말 뚝 두 께	ts	12	mm	
부 식 두 께	t1s	2	mm	
유 효 지 름	Des	496	mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.3	m	
단면2차모멘트	Is	450975060	mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000	MPa	
강재의 종류		SKK400		

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용		비 고
말 뚝 지 름	Dp	500	mm	
말 뚝 두 께	tp	80	mm	
부 식 두 께	t1p	0	mm	
유 효 지 름	Dep	500	mm	
말 뚝 길 이	Lp	14.7	m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176	mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000	MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

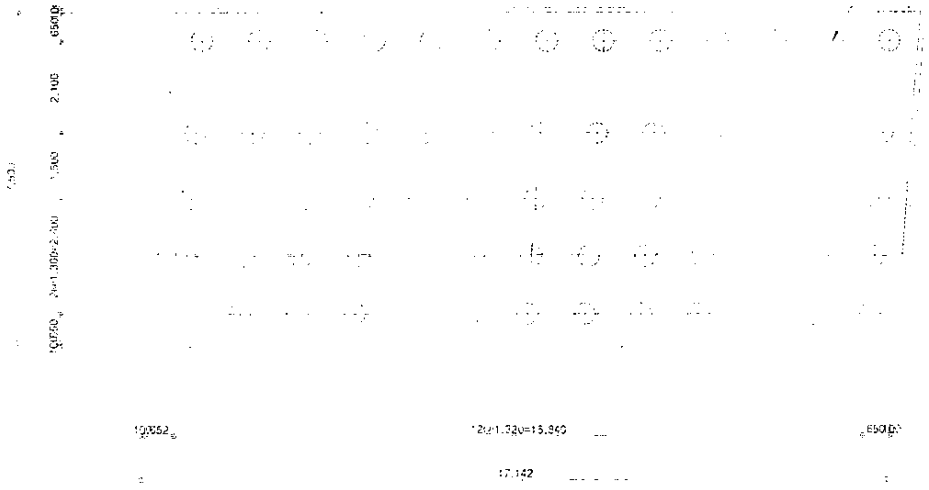
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	24369.016	6678.266	-243.690	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	23786.188	6144.018	-1974.254	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	23786.188	8950.438	24475.987	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	35145.574	7002.713	8294.355	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	32641.899	6468.465	5549.123	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	32641.899	10871.662	45698.659	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	33677.830	11353.052	4714.896	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	32424.750	10444.831	2399.431	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	23786.188	8950.438	24475.987	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	49320.075	11774.833	16670.185	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	43937.174	10866.612	12126.660	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	32641.899	10871.662	45698.659	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용			비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D =	1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D =	0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값	
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	1.028	
Kv	a·A·E / L	211723	kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값 상시	적 용 값 지진시	
E_0		10 · N	10000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.181	1.073	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_0$	33333	66667	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	11927	25628	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.356	0.431	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝) 1<βL<3 (유한장 말뚝)	6.757 ≥ 3 (반무한장 말뚝)	8.181 ≥ 3 (반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	16635	29522	kN/m
	K2	2·E·I·β²	23387	34281	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	23387	34281	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	65758	79615	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β³	8317	14761	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값 평상시	계산값 지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_2 \sin^2\theta_i\right)$	1081247	1918903
Axy,Ayx	$\sum \left(K_2 - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_2 - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1520127	-2228257
Ayy	$\sum \left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13761979	13761979
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	68603294	69503962
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 δx(m)	사용하중 δy(m)	사용하중 α(rad)	계수하중 δx(m)	계수하중 δy(m)	계수하중 α(rad)
COMBO 1	0.0063699	0.0017707	0.0001376	0.0109373	0.0024472	0.0003111
COMBO 2	0.0058233	0.0017284	0.0001003	0.0100214	0.0023561	0.0002570
COMBO 3	0.0052694	0.0017284	0.0005211	0.0052694	0.0017284	0.0005211
COMBO 4	0.0068602	0.0025538	0.0002729	0.0115928	0.0035838	0.0004999
COMBO 5	0.0062921	0.0023719	0.0002203	0.0106297	0.0031926	0.0004123
COMBO 6	0.0066777	0.0023719	0.0008716	0.0066777	0.0023719	0.0008716

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.860 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

⑥ 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	0.0063699	0.0021615	0.0001376	457.642	102.743	-139.922
	2	0.0063699	0.0019826	0.0001376	419.771	102.743	-139.922
	3	0.0063699	0.0018038	0.0001376	381.900	102.743	-139.922
	4	0.0063699	0.0015974	0.0001376	338.202	102.743	-139.922
	5	0.0063699	0.0013084	0.0001376	277.026	102.743	-139.922
COMBO 2	1	0.0058233	0.0020131	0.0001003	426.225	94.523	-129.594
	2	0.0058233	0.0018828	0.0001003	398.630	94.523	-129.594
	3	0.0058233	0.0017525	0.0001003	371.036	94.523	-129.594
	4	0.0058233	0.0016021	0.0001003	339.196	94.523	-129.594
	5	0.0058233	0.0013915	0.0001003	294.620	94.523	-129.594
COMBO 3	1	0.0052694	0.0032083	0.0005211	679.268	137.699	-139.155
	2	0.0052694	0.0025309	0.0005211	535.844	137.699	-139.155
	3	0.0052694	0.0018535	0.0005211	392.420	137.699	-139.155
	4	0.0052694	0.0010718	0.0005211	226.930	137.699	-139.155
	5	0.0052694	-0.0000225	0.0005211	-4.754	137.699	-139.155
COMBO 4	1	0.0068602	0.0033289	0.0002729	704.802	107.734	-142.490
	2	0.0068602	0.0029741	0.0002729	629.685	107.734	-142.490
	3	0.0068602	0.0026193	0.0002729	554.569	107.734	-142.490
	4	0.0068602	0.0022099	0.0002729	467.896	107.734	-142.490
	5	0.0068602	0.0016368	0.0002729	346.554	107.734	-142.490
COMBO 5	1	0.0062921	0.0029976	0.0002203	634.654	99.515	-132.664
	2	0.0062921	0.0027112	0.0002203	574.016	99.515	-132.664
	3	0.0062921	0.0024248	0.0002203	513.378	99.515	-132.664
	4	0.0062921	0.0020943	0.0002203	443.411	99.515	-132.664
	5	0.0062921	0.0016316	0.0002203	345.457	99.515	-132.664
COMBO 6	1	0.0066777	0.0048472	0.0008716	1026.257	167.256	-159.525
	2	0.0066777	0.0037141	0.0008716	786.364	167.256	-159.525
	3	0.0066777	0.0025811	0.0008716	546.471	167.256	-159.525
	4	0.0066777	0.0012737	0.0008716	269.671	167.256	-159.525
	5	0.0066777	-0.0005566	0.0008716	-117.848	167.256	-159.525

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0109373	0.0033306	0.0003111	705.170	174.662	-235.330
	2	0.0109373	0.0029262	0.0003111	619.548	174.662	-235.330
	3	0.0109373	0.0025218	0.0003111	533.927	174.662	-235.330
	4	0.0109373	0.0020552	0.0003111	435.134	174.662	-235.330
	5	0.0109373	0.0014019	0.0003111	296.823	174.662	-235.330
COMBO 2	1	0.0100214	0.0030861	0.0002570	653.393	160.690	-217.463
	2	0.0100214	0.0027519	0.0002570	582.648	160.690	-217.463
	3	0.0100214	0.0024178	0.0002570	511.903	160.690	-217.463
	4	0.0100214	0.0020323	0.0002570	430.274	160.690	-217.463
	5	0.0100214	0.0014925	0.0002570	315.994	160.690	-217.463
COMBO 3	1	0.0052694	0.0032083	0.0005211	679.268	137.699	-139.155
	2	0.0052694	0.0025309	0.0005211	535.844	137.699	-139.155
	3	0.0052694	0.0018535	0.0005211	392.420	137.699	-139.155
	4	0.0052694	0.0010718	0.0005211	226.930	137.699	-139.155
	5	0.0052694	-0.0000225	0.0005211	-4.754	137.699	-139.155
COMBO 4	1	0.0115928	0.0050034	0.0004999	1059.339	181.151	-238.246
	2	0.0115928	0.0043536	0.0004999	921.755	181.151	-238.246
	3	0.0115928	0.0037038	0.0004999	784.171	181.151	-238.246
	4	0.0115928	0.0029540	0.0004999	625.420	181.151	-238.246
	5	0.0115928	0.0019042	0.0004999	403.168	181.151	-238.246
COMBO 5	1	0.0106297	0.0043636	0.0004123	923.870	167.179	-221.481
	2	0.0106297	0.0038276	0.0004123	810.388	167.179	-221.481
	3	0.0106297	0.0032916	0.0004123	696.907	167.179	-221.481
	4	0.0106297	0.0026732	0.0004123	565.967	167.179	-221.481
	5	0.0106297	0.0018073	0.0004123	382.650	167.179	-221.481
COMBO 6	1	0.0066777	0.0048472	0.0008716	1026.257	167.256	-159.525
	2	0.0066777	0.0037141	0.0008716	786.364	167.256	-159.525
	3	0.0066777	0.0025811	0.0008716	546.471	167.256	-159.525
	4	0.0066777	0.0012737	0.0008716	269.671	167.256	-159.525
	5	0.0066777	-0.0005566	0.0008716	-117.848	167.256	-159.525

ⓒ 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	2.840	0	457.642	102.743	-139.922	13
	2	1.540	0	419.771	102.743	-139.922	13
	3	0.240	0	381.900	102.743	-139.922	13
	4	-1.260	0	338.202	102.743	-139.922	13
	5	-3.360	0	277.026	102.743	-139.922	13
	계			24369.016	6678.266	-243.690	65
COMBO 2	1	2.840	0	426.225	94.523	-129.594	13
	2	1.540	0	398.630	94.523	-129.594	13
	3	0.240	0	371.036	94.523	-129.594	13
	4	-1.260	0	339.196	94.523	-129.594	13
	5	-3.360	0	294.620	94.523	-129.594	13
	계			23786.188	6144.018	-1974.254	65
COMBO 3	1	2.840	0	679.268	137.699	-139.155	13
	2	1.540	0	535.844	137.699	-139.155	13
	3	0.240	0	392.420	137.699	-139.155	13
	4	-1.260	0	226.930	137.699	-139.155	13
	5	-3.360	0	-4.754	137.699	-139.155	13
	계			23786.188	8950.438	24475.987	65
COMBO 4	1	2.840	0	704.802	107.734	-142.490	13
	2	1.540	0	629.685	107.734	-142.490	13
	3	0.240	0	554.569	107.734	-142.490	13
	4	-1.260	0	467.896	107.734	-142.490	13
	5	-3.360	0	346.554	107.734	-142.490	13
	계			35145.574	7002.713	8294.355	65
COMBO 5	1	2.840	0	634.654	99.515	-132.664	13
	2	1.540	0	574.016	99.515	-132.664	13
	3	0.240	0	513.378	99.515	-132.664	13
	4	-1.260	0	443.411	99.515	-132.664	13
	5	-3.360	0	345.457	99.515	-132.664	13
	계			32641.899	6468.465	5549.123	65
COMBO 6	1	2.840	0	1026.257	167.256	-159.525	13
	2	1.540	0	786.364	167.256	-159.525	13
	3	0.240	0	546.471	167.256	-159.525	13
	4	-1.260	0	269.671	167.256	-159.525	13
	5	-3.360	0	-117.848	167.256	-159.525	13
	계			32641.899	10871.662	45698.659	65

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.840	0	705.170	174.662	-235.330	13
	2	1.540	0	619.548	174.662	-235.330	13
	3	0.240	0	533.927	174.662	-235.330	13
	4	-1.260	0	435.134	174.662	-235.330	13
	계			33677.830	11353.052	4714.896	65
COMBO 2	1	2.840	0	653.393	160.690	-217.463	13
	2	1.540	0	582.648	160.690	-217.463	13
	3	0.240	0	511.903	160.690	-217.463	13
	4	-1.260	0	430.274	160.690	-217.463	13
	5	-3.360	0	315.994	160.690	-217.463	13
	계			32424.750	10444.831	2399.431	65
COMBO 3	1	2.840	0	679.268	137.699	-139.155	13
	2	1.540	0	535.844	137.699	-139.155	13
	3	0.240	0	392.420	137.699	-139.155	13
	4	-1.260	0	226.930	137.699	-139.155	13
	5	-3.360	0	-4.754	137.699	-139.155	13
	계			23786.188	8950.438	24475.987	65
COMBO 4	1	2.840	0	1059.339	181.151	-238.246	13
	2	1.540	0	921.755	181.151	-238.246	13
	3	0.240	0	784.171	181.151	-238.246	13
	4	-1.260	0	625.420	181.151	-238.246	13
	5	-3.360	0	403.168	181.151	-238.246	13
	계			49320.075	11774.833	16670.185	65
COMBO 5	1	2.840	0	923.870	167.179	-221.481	13
	2	1.540	0	810.388	167.179	-221.481	13
	3	0.240	0	696.907	167.179	-221.481	13
	4	-1.260	0	565.967	167.179	-221.481	13
	5	-3.360	0	382.650	167.179	-221.481	13
	계			43937.174	10866.612	12126.660	65
COMBO 6	1	2.840	0	1026.257	167.256	-159.525	13
	2	1.540	0	786.364	167.256	-159.525	13
	3	0.240	0	546.471	167.256	-159.525	13
	4	-1.260	0	269.671	167.256	-159.525	13
	5	-3.360	0	-117.848	167.256	-159.525	13
	계			32641.899	10871.662	45698.659	65

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값 평상시	계산값 지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	540623	959451
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13761979	13761979
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
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	64328997	64328997
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			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0123529	0.0017707	-0.0000038	0.0209999	0.0024472	0.0000733
COMBO 2	0.0113647	0.0017284	-0.0000307	0.0193200	0.0023561	0.0000373
COMBO 3	0.0093287	0.0017284	0.0003805	0.0093287	0.0017284	0.0003805
COMBO 4	0.0129530	0.0025538	0.0001289	0.0217801	0.0035838	0.0002591
COMBO 5	0.0119648	0.0023719	0.0000863	0.0201002	0.0031926	0.0001885
COMBO 6	0.0113311	0.0023719	0.0007104	0.0113311	0.0023719	0.0007104

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 12.953 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 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	0.0123529	0.0017600	-0.0000038	372.630	102.743	0.000
	2	0.0123529	0.0017649	-0.0000038	373.673	102.743	0.000
	3	0.0123529	0.0017698	-0.0000038	374.715	102.743	0.000
	4	0.0123529	0.0017755	-0.0000038	375.919	102.743	0.000
	5	0.0123529	0.0017835	-0.0000038	377.603	102.743	0.000
COMBO 2	1	0.0113647	0.0016412	-0.0000307	347.488	94.523	0.000
	2	0.0113647	0.0016811	-0.0000307	355.935	94.523	0.000
	3	0.0113647	0.0017210	-0.0000307	364.382	94.523	0.000
	4	0.0113647	0.0017671	-0.0000307	374.129	94.523	0.000
	5	0.0113647	0.0018315	-0.0000307	387.774	94.523	0.000
COMBO 3	1	0.0093287	0.0028090	0.0003805	594.722	137.699	0.000
	2	0.0093287	0.0023143	0.0003805	489.998	137.699	0.000
	3	0.0093287	0.0018197	0.0003805	385.275	137.699	0.000
	4	0.0093287	0.0012490	0.0003805	264.440	137.699	0.000
	5	0.0093287	0.0004500	0.0003805	95.271	137.699	0.000
COMBO 4	1	0.0129530	0.0029200	0.0001289	618.230	107.734	0.000
	2	0.0129530	0.0027524	0.0001289	582.741	107.734	0.000
	3	0.0129530	0.0025848	0.0001289	547.253	107.734	0.000
	4	0.0129530	0.0023914	0.0001289	506.305	107.734	0.000
	5	0.0129530	0.0021206	0.0001289	448.977	107.734	0.000
COMBO 5	1	0.0119648	0.0026169	0.0000863	554.052	99.515	0.000
	2	0.0119648	0.0025047	0.0000863	530.309	99.515	0.000
	3	0.0119648	0.0023926	0.0000863	506.566	99.515	0.000
	4	0.0119648	0.0022632	0.0000863	479.171	99.515	0.000
	5	0.0119648	0.0020821	0.0000863	440.818	99.515	0.000
COMBO 6	1	0.0113311	0.0043894	0.0007104	929.335	167.256	0.000
	2	0.0113311	0.0034659	0.0007104	733.808	167.256	0.000
	3	0.0113311	0.0025424	0.0007104	538.280	167.256	0.000
	4	0.0113311	0.0014768	0.0007104	312.672	167.256	0.000
	5	0.0113311	-0.0000150	0.0007104	-3.180	167.256	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0209999	0.0026553	0.0000733	562.191	174.662	0.000
	2	0.0209999	0.0025600	0.0000733	542.018	174.662	0.000
	3	0.0209999	0.0024648	0.0000733	521.845	174.662	0.000
	4	0.0209999	0.0023548	0.0000733	498.568	174.662	0.000
	5	0.0209999	0.0022009	0.0000733	465.980	174.662	0.000
COMBO 2	1	0.0193200	0.0024620	0.0000373	521.270	160.690	0.000
	2	0.0193200	0.0024136	0.0000373	511.004	160.690	0.000
	3	0.0193200	0.0023651	0.0000373	500.738	160.690	0.000
	4	0.0193200	0.0023091	0.0000373	488.892	160.690	0.000
	5	0.0193200	0.0022308	0.0000373	472.308	160.690	0.000
COMBO 3	1	0.0093287	0.0028090	0.0003805	594.722	137.699	0.000
	2	0.0093287	0.0023143	0.0003805	489.998	137.699	0.000
	3	0.0093287	0.0018197	0.0003805	385.275	137.699	0.000
	4	0.0093287	0.0012490	0.0003805	264.440	137.699	0.000
	5	0.0093287	0.0004500	0.0003805	95.271	137.699	0.000
COMBO 4	1	0.0217801	0.0043197	0.0002591	914.589	181.151	0.000
	2	0.0217801	0.0039829	0.0002591	843.264	181.151	0.000
	3	0.0217801	0.0036460	0.0002591	771.938	181.151	0.000
	4	0.0217801	0.0032573	0.0002591	689.640	181.151	0.000
	5	0.0217801	0.0027131	0.0002591	574.422	181.151	0.000
COMBO 5	1	0.0201002	0.0037280	0.0001885	789.306	167.179	0.000
	2	0.0201002	0.0034830	0.0001885	737.421	167.179	0.000
	3	0.0201002	0.0032379	0.0001885	685.535	167.179	0.000
	4	0.0201002	0.0029551	0.0001885	625.668	167.179	0.000
	5	0.0201002	0.0025593	0.0001885	541.853	167.179	0.000
COMBO 6	1	0.0113311	0.0043894	0.0007104	929.335	167.256	0.000
	2	0.0113311	0.0034659	0.0007104	733.808	167.256	0.000
	3	0.0113311	0.0025424	0.0007104	538.280	167.256	0.000
	4	0.0113311	0.0014768	0.0007104	312.672	167.256	0.000
	5	0.0113311	-0.0000150	0.0007104	-3.180	167.256	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	2.840	0	372.630	102.743	0.000	13
	2	1.540	0	373.673	102.743	0.000	13
	3	0.240	0	374.715	102.743	0.000	13
	4	-1.260	0	375.919	102.743	0.000	13
	5	-3.360	0	377.603	102.743	0.000	13
	계			24369.016	6678.266	-243.690	65
COMBO 2	1	2.840	0	347.488	94.523	0.000	13
	2	1.540	0	355.935	94.523	0.000	13
	3	0.240	0	364.382	94.523	0.000	13
	4	-1.260	0	374.129	94.523	0.000	13
	5	-3.360	0	387.774	94.523	0.000	13
	계			23786.188	6144.018	-1974.254	65
COMBO 3	1	2.840	0	594.722	137.699	0.000	13
	2	1.540	0	489.998	137.699	0.000	13
	3	0.240	0	385.275	137.699	0.000	13
	4	-1.260	0	264.440	137.699	0.000	13
	5	-3.360	0	95.271	137.699	0.000	13
	계			23786.188	8950.438	24475.987	65
COMBO 4	1	2.840	0	618.230	107.734	0.000	13
	2	1.540	0	582.741	107.734	0.000	13
	3	0.240	0	547.253	107.734	0.000	13
	4	-1.260	0	506.305	107.734	0.000	13
	5	-3.360	0	448.977	107.734	0.000	13
	계			35145.574	7002.713	8294.355	65
COMBO 5	1	2.840	0	554.052	99.515	0.000	13
	2	1.540	0	530.309	99.515	0.000	13
	3	0.240	0	506.566	99.515	0.000	13
	4	-1.260	0	479.171	99.515	0.000	13
	5	-3.360	0	440.818	99.515	0.000	13
	계			32641.899	6468.465	5549.123	65
COMBO 6	1	2.840	0	929.335	167.256	0.000	13
	2	1.540	0	733.808	167.256	0.000	13
	3	0.240	0	538.280	167.256	0.000	13
	4	-1.260	0	312.672	167.256	0.000	13
	5	-3.360	0	-3.180	167.256	0.000	13
	계			32641.899	10871.662	45698.659	65

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.840	0	562.191	174.662	0.000	13
	2	1.540	0	542.018	174.662	0.000	13
	3	0.240	0	521.845	174.662	0.000	13
	4	-1.260	0	498.568	174.662	0.000	13
	5	-3.360	0	465.980	174.662	0.000	13
	계			33677.830	11353.052	4714.896	65
COMBO 2	1	2.840	0	521.270	160.690	0.000	13
	2	1.540	0	511.004	160.690	0.000	13
	3	0.240	0	500.738	160.690	0.000	13
	4	-1.260	0	488.892	160.690	0.000	13
	5	-3.360	0	472.308	160.690	0.000	13
	계			32424.750	10444.831	2399.431	65
COMBO 3	1	2.840	0	594.722	137.699	0.000	13
	2	1.540	0	489.998	137.699	0.000	13
	3	0.240	0	385.275	137.699	0.000	13
	4	-1.260	0	264.440	137.699	0.000	13
	5	-3.360	0	95.271	137.699	0.000	13
	계			23786.188	8950.438	24475.987	65
COMBO 4	1	2.840	0	914.589	181.151	0.000	13
	2	1.540	0	843.264	181.151	0.000	13
	3	0.240	0	771.938	181.151	0.000	13
	4	-1.260	0	689.640	181.151	0.000	13
	5	-3.360	0	574.422	181.151	0.000	13
	계			49320.075	11774.833	16670.185	65
COMBO 5	1	2.840	0	789.306	167.179	0.000	13
	2	1.540	0	737.421	167.179	0.000	13
	3	0.240	0	685.535	167.179	0.000	13
	4	-1.260	0	625.668	167.179	0.000	13
	5	-3.360	0	541.853	167.179	0.000	13
	계			43937.174	10866.612	12126.660	65
COMBO 6	1	2.840	0	929.335	167.256	0.000	13
	2	1.540	0	733.808	167.256	0.000	13
	3	0.240	0	538.280	167.256	0.000	13
	4	-1.260	0	312.672	167.256	0.000	13
	5	-3.360	0	-3.180	167.256	0.000	13
	계			32641.899	10871.662	45698.659	65

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	457.642	102.743	-139.922	705.170	174.662	-235.330
	2	419.771	102.743	-139.922	619.548	174.662	-235.330
	3	381.900	102.743	-139.922	533.927	174.662	-235.330
	4	338.202	102.743	-139.922	435.134	174.662	-235.330
	5	277.026	102.743	-139.922	296.823	174.662	-235.330
COMBO 2	1	426.225	94.523	-129.594	653.393	160.690	-217.463
	2	398.630	94.523	-129.594	582.648	160.690	-217.463
	3	371.036	94.523	-129.594	511.903	160.690	-217.463
	4	339.196	94.523	-129.594	430.274	160.690	-217.463
	5	294.620	94.523	-129.594	315.994	160.690	-217.463
COMBO 3	1	679.268	137.699	-139.155	679.268	137.699	-139.155
	2	535.844	137.699	-139.155	535.844	137.699	-139.155
	3	392.420	137.699	-139.155	392.420	137.699	-139.155
	4	226.930	137.699	-139.155	226.930	137.699	-139.155
	5	-4.754	137.699	-139.155	-4.754	137.699	-139.155
COMBO 4	1	704.802	107.734	-142.490	1059.339	181.151	-238.246
	2	629.685	107.734	-142.490	921.755	181.151	-238.246
	3	554.569	107.734	-142.490	784.171	181.151	-238.246
	4	467.896	107.734	-142.490	625.420	181.151	-238.246
	5	346.554	107.734	-142.490	403.168	181.151	-238.246
COMBO 5	1	634.654	99.515	-132.664	923.870	167.179	-221.481
	2	574.016	99.515	-132.664	810.388	167.179	-221.481
	3	513.378	99.515	-132.664	696.907	167.179	-221.481
	4	443.411	99.515	-132.664	565.967	167.179	-221.481
	5	345.457	99.515	-132.664	382.650	167.179	-221.481
COMBO 6	1	1026.257	167.256	-159.525	1026.257	167.256	-159.525
	2	786.364	167.256	-159.525	786.364	167.256	-159.525
	3	546.471	167.256	-159.525	546.471	167.256	-159.525
	4	269.671	167.256	-159.525	269.671	167.256	-159.525
	5	-117.848	167.256	-159.525	-117.848	167.256	-159.525

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	372.630	102.743	0.000	562.191	174.662	0.000
	2	373.673	102.743	0.000	542.018	174.662	0.000
	3	374.715	102.743	0.000	521.845	174.662	0.000
	4	375.919	102.743	0.000	498.568	174.662	0.000
	5	377.603	102.743	0.000	465.980	174.662	0.000
COMBO 2	1	347.488	94.523	0.000	521.270	160.690	0.000
	2	355.935	94.523	0.000	511.004	160.690	0.000
	3	364.382	94.523	0.000	500.738	160.690	0.000
	4	374.129	94.523	0.000	488.892	160.690	0.000
	5	387.774	94.523	0.000	472.308	160.690	0.000
COMBO 3	1	594.722	137.699	0.000	594.722	137.699	0.000
	2	489.998	137.699	0.000	489.998	137.699	0.000
	3	385.275	137.699	0.000	385.275	137.699	0.000
	4	264.440	137.699	0.000	264.440	137.699	0.000
	5	95.271	137.699	0.000	95.271	137.699	0.000
COMBO 4	1	618.230	107.734	0.000	914.589	181.151	0.000
	2	582.741	107.734	0.000	843.264	181.151	0.000
	3	547.253	107.734	0.000	771.938	181.151	0.000
	4	506.305	107.734	0.000	689.640	181.151	0.000
	5	448.977	107.734	0.000	574.422	181.151	0.000
COMBO 5	1	554.052	99.515	0.000	789.306	167.179	0.000
	2	530.309	99.515	0.000	737.421	167.179	0.000
	3	506.566	99.515	0.000	685.535	167.179	0.000
	4	479.171	99.515	0.000	625.668	167.179	0.000
	5	440.818	99.515	0.000	541.853	167.179	0.000
COMBO 6	1	929.335	167.256	0.000	929.335	167.256	0.000
	2	733.808	167.256	0.000	733.808	167.256	0.000
	3	538.280	167.256	0.000	538.280	167.256	0.000
	4	312.672	167.256	0.000	312.672	167.256	0.000
	5	-3.180	167.256	0.000	-3.180	167.256	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1023.500 kN(평상시)

Ra2 = 1535.250 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 12.953 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 11.331 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 500.038 kN(평상시)

Pa2 = 750.057 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	457.642	277.026	1023.500	500.038	O.K
	HINGE	377.603	372.630	1023.500	500.038	O.K
COMBO 2	FIX	426.225	294.620	1023.500	500.038	O.K
	HINGE	387.774	347.488	1023.500	500.038	O.K
COMBO 3	FIX	679.268	-4.754	1535.250	750.057	O.K
	HINGE	594.722	95.271	1535.250	750.057	O.K
COMBO 4	FIX	704.802	346.554	1023.500	500.038	O.K
	HINGE	618.230	448.977	1023.500	500.038	O.K
COMBO 5	FIX	634.654	345.457	1023.500	500.038	O.K
	HINGE	554.052	440.818	1023.500	500.038	O.K
COMBO 6	FIX	1026.257	-117.848	1535.250	750.057	O.K
	HINGE	929.335	-3.180	1535.250	750.057	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 15268 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 450975060

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	457.642	139.922	107.540	140	O.K
	HINGE	377.603	93.139	76.363	140	O.K
COMBO 2	FIX	426.225	129.594	99.757	140	O.K
	HINGE	387.774	85.688	72.899	140	O.K
COMBO 3	FIX	679.268	139.155	121.630	210	O.K
	HINGE	594.722	103.102	96.107	210	O.K
COMBO 4	FIX	704.802	142.490	125.152	140	O.K
	HINGE	618.230	97.664	94.632	140	O.K
COMBO 5	FIX	634.654	132.664	115.110	140	O.K
	HINGE	554.052	90.213	86.298	140	O.K
COMBO 6	FIX	1026.257	159.525	155.649	210	O.K
	HINGE	929.335	125.233	130.291	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 476.000 + 476.000^2) ÷

(3 × (496.000^2 + 476.000^2))

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	102.743	13.455	80	O.K
	HINGE	102.743	13.455	80	O.K
COMBO 2	FIX	94.523	12.378	80	O.K
	HINGE	94.523	12.378	80	O.K
COMBO 3	FIX	137.699	18.032	120	O.K
	HINGE	137.699	18.032	120	O.K
COMBO 4	FIX	107.734	14.108	80	O.K
	HINGE	107.734	14.108	80	O.K
COMBO 5	FIX	99.515	13.032	80	O.K
	HINGE	99.515	13.032	80	O.K
COMBO 6	FIX	167.256	21.903	120	O.K
	HINGE	167.256	21.903	120	O.K

③ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.00 MPa (평상시)
= 26.60 MPa (지진시)
fca (인장측) = 0 MPa (평상시)
= -3 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io
= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	704.802	25.950	13.367	7.987	20	0	O.K
	HINGE	618.230	34.614	13.445	6.269	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	1026.257	35.644	17.417	10.028	26.60	-3	O.K
	HINGE	929.335	51.269	18.118	7.490	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	-117.848	35.644	6.578	-0.811	26.60	-3	O.K
	HINGE	-3.180	51.269	9.284	-1.344	26.60	-3	O.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]
여기서, C_N = 1 + M_o / M
= 1.278 (1 ≤ CN ≤ 2)
※ CN = 1.278 적용
M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)
M_o : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_o = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)
Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)
Ac : 부재단면적 (mm^2)
y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)
∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.09 MPa (평상시)
※ τpa = 1.090 MPa (평상시) 적용
= 1.450 MPa (지진시)
τp = α × Ho / Ap
α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷
(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 : 전단형상계수
= 1.953 × Ho / 105558

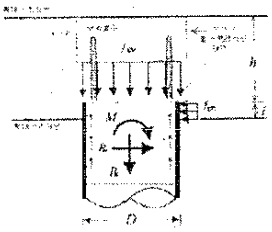
구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	15.779	0.292	1.090	O.K
	HINGE	40.253	0.745	1.090	O.K
지진시최대	FIX	28.961	0.536	1.450	O.K
	HINGE	71.908	1.331	1.450	O.K

11.5 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

11.5.1 설계조건

1) 말뚝머리 작용 사용하중

구 분	상 시		지진시	
	MAX	MIN	MAX	MIN
V(kN)	704.802	277.026	1026.257	4.754
H(kN)	107.734		167.256	
M(kN)	142.490		159.525	



2) 강관말뚝 제원

말뚝직경 (D 500.0mm 말뚝두께 (t') 12.0mm , 부식두께 2.0mm

3) 확대기초 제원

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck}) 24.0 MPa 기초두께 (H 1800.0mm

수직 유효두께 (h) 1700.0mm

수평 유효두께 (h') 400.0mm

말뚝 매입길이 (l) 100.0mm

4) 보강철근 제원

보강철근 H22(SD40) 12.0EA

5) 고장력볼트 제원

고장력 볼트 M16(L50) 12.0EA

11.5.2 확대기초에 대한 검토

1) 수직지압응력(f_{cv}) 검토

상 시: $f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{704801.8}{\pi/4 \times 500.0^2} = 3.59\ MPa \le f_{ca} = 6.00\ MPa$ ∴ O.K

지진시: $f_{cv} = \frac{Pn,max}{\pi/4 \times D^2} = \frac{1026257.0}{\pi/4 \times 500.0^2} = 5.23\ MPa \le f_{ca}' = 7.98\ MPa$ ∴ O.K

2) 수직압발전단응력(τ_u) 검토

상 시: $\tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{704801.8}{\pi \times (500.0 + 1700) \times 1700} = 0.06\ MPa \le \tau_{a3} = 0.90\ MPa$ ∴ O.K

지진시: $\tau_u = \frac{Pn,max}{\pi(D+h)h} = \frac{1026257.0}{\pi \times (500.0 + 1700) \times 1700} = 0.09\ MPa \le \tau_{a3}' = 1.20\ MPa$ ∴ O.K

3) 수평지압응력(f_{ch})검토

상 시: $f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{107734.0}{500.0 \times 100} = 2.15\ MPa \le f_{ca} = 6.00\ MPa$ ∴ O.K

지진시: $f_{ch} = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{167256.3}{500.0 \times 100} = 3.35\ MPa \le f_{ca}' = 7.98\ MPa$ ∴ O.K

4) 수평압발전단응력(τ_h) 검토

상 시 : $\tau_h = \frac{Ph.max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{107734.0}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.18$ MPa $\leq \tau_{a3} = 0.90$ MPa $\therefore$ O.K

지진시 : $\tau_h = \frac{Ph.max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{167256.3}{400\times(2\times100+500.0+2\times400)} = 0.28$ MPa $\leq \tau_{a3}' = 1.20$ MPa $\therefore$ O.K

11.5.3 덮개판과 속채움 콘크리트의 결합부 수직지압응력(fcs)검토

D' { 강관의 내경 = D500.0 - 2(부식두께) × 12t' }	=	476.0mm
t' { 강관의 두께 = 12.0t' - 2(부식두께) }	=	10.0mm
α (속채움 콘크리트의 지압응력 보정계수)	=	6.0EA
n_1 (덮개판의 계수)	=	1.0EA
S'{지압력 = π × (D500.0-10t') × 10t' × 12.0(fcsa)}	=	184.726 kN (상시)
S'{지압력 = π × (D500.0-10t') × 10t' × 16.0(fcsa')}	=	245.685 kN (지진시)

상 시 : $f_{cc} = \frac{Pn.max - S'}{\alpha \times n_1 \times \pi(D'-t)} = \frac{704801.8 - 184725.6}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 4.96$ MPa $\leq f_{csa} = 12.00$ MPa $\therefore$ O.K

지진시 : $f_{cc} = \frac{Pn.max - S'}{\alpha \times n_1 \times \pi(D'-t)} = \frac{1026257.0 - 245685.1}{6\times1\times\pi\times(476.0-12)\times12} = 7.44$ MPa $\leq f_{csa}' = 15.96$ MPa $\therefore$ O.K

11.5.4 확대기초내의 보강철근의 정착길이(L0)

$$L_0 = \frac{f_{sa1} \times A_{st}}{\tau_{oa} \times U} = \frac{180.0 \times 387.1}{1.6 \times 70.0} = 622.1\text{mm} \geq L_{0min} = 35d_1 = 35\times22.2 = 777.0\text{mm}$$

Max(622.1mm , 777.0mm) = 777.0mm

$\therefore$ 보강철근의 정착장은 777.0mm 이상으로 한다.

※ 일반적으로, $L_0 \geq L_{0min} = 35d_1$(35×$d_1$공칭지름)로 하는 것이 좋다.
만약, L_0값이 L_{0min}값보다 작으면 L_{0min}값을 사용한다.

11.5.5 가상 철근콘크리트 단면의 휨응력 검토

r { 가상단면의 반경 = (0500.0 + 200)/ 2 }	=	350.0㎜
rs {가상단면중심에서 보강철근중심까지거리 = 350.0(r)-(30+100)}	=	220.0㎜
p {가상단면의 철근비 = 4645.2(As) / π × 350(r)² }	=	0.0121
np = 탄성계수(n=15) × 0.0121	=	0.181
rs / r (220.0 / 350.0)	=	0.629

1) 최대 압입력(Pn.max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최대 압입력(Pn.max)	=	704.802 kN
최대 모멘트(M max)	=	142.490 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	389.171 kN
편심(e) M max / Pn.max	=	202.171㎜
e/r = 202.171 / 350.0	=	0.578

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.698 . 휨인장응력계수 (S) = 0.273

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{389170951.3}{350^3} \times 0.698 = 6.33\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{389170951.3}{350^3} \times 0.273 \times 15 = 37.2\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최대 압입력(Pn.max)	=	1026.257 kN
최대 모멘트(M max)	=	159.525 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	518.715 kN
편심(e) M max / Pn.max	=	155.444㎜
e/r = 155.444 / 350.0	=	0.444

이므로, 휨압축응력계수(c) = 0.577 . 휨인장응력계수 (S) = 0.095

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{518715024.5}{350^3} \times 0.577 = 6.98\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{518715024.5}{350^3} \times 0.095 \times 15 = 17.27\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

2) 최소 압입력(Pn.min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

(1) 상 시

최소 압입력(Pn.min)	=	277.026 kN
최대 모멘트(M max)	=	142.490 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	239.449 kN
편심(e) M max / Pn.max	=	514.358㎜
e/r = 514.358 / 350.0	=	1.470

이므로, 휨압축응력계수(c) = 1.284 , 휨인장응력계수 (S) = 1.393

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{239449304.6}{350^3} \times 1.284 = 7.17\ MPa < f_{ca} = 9.60\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{239449304.6}{350^3} \times 1.393 \times 15 = 116.7\ MPa < f_{sa} = 180.0\ MPa \quad \therefore O.K$$

(2) 지진시

최소 압입력(Pn.min)	=	4.754 kN
최대 모멘트(M max)	=	159.525 kN
변위법으로 결정된 휨모멘트(M)	=	161.189 kN
편심(e) M max / Pn.max	=	33552.475㎜
e/r = 33552.475 / 350.0	=	95.864

이므로, 휨압축응력계수(c) = 2.284 , 휨인장응력계수 (S) = 3.680

ⓐ 콘크리트의 휨압축응력(f_c)

$$f_c = \frac{M}{r^3} \times C = \frac{161189156.2}{350^3} \times 1.284 = 8.59\ MPa < f_{ca} = 12.77\ MPa \quad \therefore O.K$$

ⓑ 보강철근의 휨인장응력(f_s)

$$f_s = \frac{M}{r^3} \times S \times n = \frac{161189156.2}{350^3} \times 3.680 \times 15 = 207.55\ MPa < f_{sa} = 239.4\ MPa \quad \therefore O.K$$

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 내부지간 설계 : 지간1
   8.4 교량받침 위치 검토

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

10. 기 초 설 계
   10.1 교축직각 방향
   10.2 교축방향

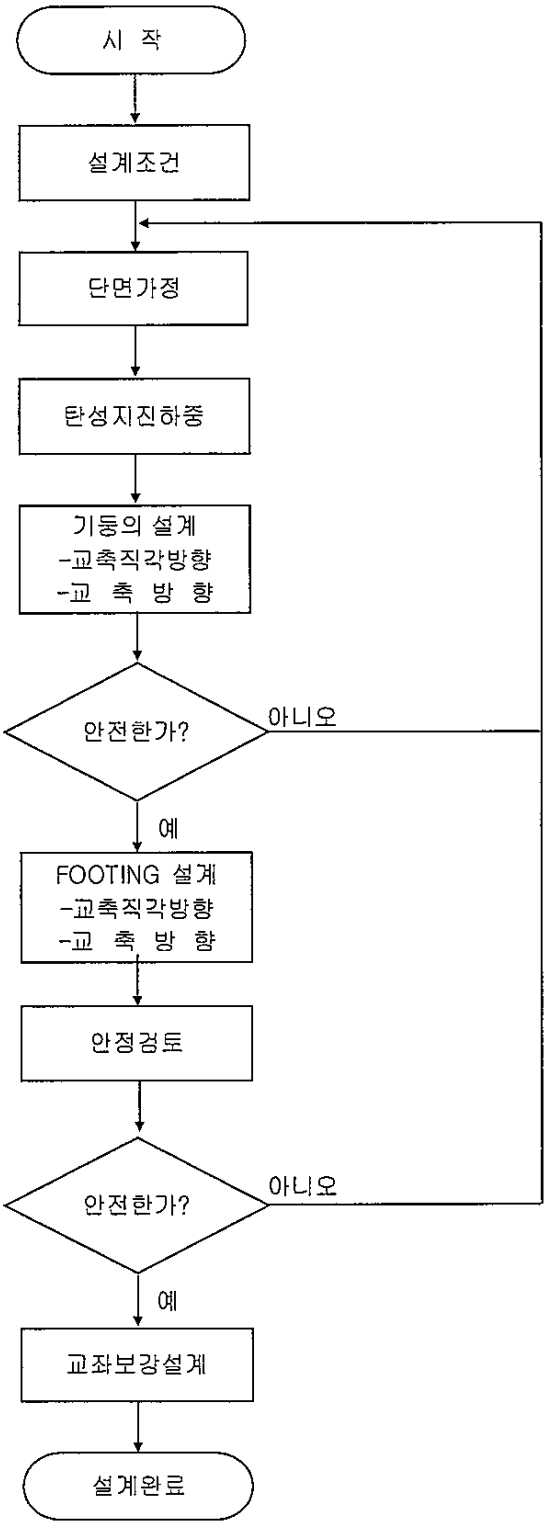
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

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)	995.000	475.057	O.K
		허용인발력(kN/EA)	612.700	-	O.K
		휨 응력(MPa)	26.600	8.613	O.K
		전단응력(MPa)	0.808	0.037	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.246	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1492.500	727.735	O.K
		허용인발력(kN/EA)	919.050	-	O.K
		휨 응력(MPa)	39.900	15.587	O.K
		전단응력(MPa)	1.188	0.977	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.618	O.K
교축직각방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	995.000	521.764	O.K
		허용인발력(kN/EA)	612.700	-	O.K
		휨 응력(MPa)	26.600	9.745	O.K
		전단응력(MPa)	0.808	0.120	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.786	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1492.500	529.623	O.K
		허용인발력(kN/EA)	919.050	-	O.K
		휨 응력(MPa)	39.900	16.003	O.K
		전단응력(MPa)	1.188	1.098	O.K
		수평변위(mm)	15.000	4.066	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.011	18561.868	47731.934	2.572	O.K
	모멘트최대	0.011	13774.149	47731.934	3.465	O.K
	탄성설계	0.011	10595.499	18915.732	1.785	O.K
	편심최대	0.011	9535.949	47731.934	5.005	O.K
교축직각방향	축력최대	0.011	18561.868	47731.934	2.572	O.K
	모멘트최대	0.011	12603.687	46987.223	3.728	O.K
	탄성설계	0.011	10595.499	31639.409	2.986	O.K
	편심최대	0.011	9425.038	42378.562	4.496	O.K
합성부재력	축력최대	0.011	18561.868	47731.934	2.572	O.K
	모멘트최대	0.011	13107.643	47731.934	3.642	O.K
	탄성설계	0.011	10595.499	18441.447	1.740	O.K
	편심최대	0.011	8920.713	47406.432	5.314	O.K
	모멘트최대	0.011	12603.687	46601.568	3.697	O.K
	편심최대	0.011	9425.038	41901.508	4.446	O.K

단면위치		Puse	Pu(kN)	φPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.011	18558.174	47731.934	2.572	O.K
	모멘트최대	0.011	13770.379	47731.934	3.466	O.K
	탄성설계	0.011	10592.599	18920.036	1.786	O.K
	편심최대	0.011	9533.339	47731.934	5.007	O.K
교축직각방향	축력최대	0.011	18558.174	47731.934	2.572	O.K
	모멘트최대	0.011	13881.805	44634.339	3.215	O.K
	탄성설계	0.011	10592.599	31090.497	2.935	O.K
	편심최대	0.011	10704.025	41007.838	3.831	O.K
합성부재력	축력최대	0.011	18558.174	47731.934	2.572	O.K
	모멘트최대	0.011	14436.885	47731.934	3.306	O.K
	탄성설계	0.011	10592.599	18160.744	1.714	O.K
	편심최대	0.011	10148.576	45542.038	4.488	O.K
	모멘트최대	0.011	13881.805	44364.708	3.196	O.K
	편심최대	0.011	10704.025	40666.326	3.799	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	2000.0	100.0	20236.922	21281.400	-	-	1.052	O.K
	우측내민보	2000.0	100.0	20226.884	21281.400	-	-	1.052	O.K
	좌측내민보수	2700.0	100.0	1136.103	6080.400	1002.403	5320.302	5.308	O.K
	우측내민보수	2700.0	100.0	1136.103	6080.400	1002.403	5320.302	5.308	O.K
	내부지간1좌	2062.1	100.0	11532.045	21281.400	7351.074	13338.090	1.814	O.K
	내부지간1중	2118.0	100.0	12381.409	21281.400	8116.583	13743.085	1.693	O.K
	내부지간1우	2059.0	100.0	13016.425	21281.400	8262.623	13316.079	1.612	O.K
	교량받침1	1423.9	100.0	127.152	21281.400	55.054	8720.376	158.397	O.K
	교량받침7	1451.9	100.0	599.768	21281.400	265.086	8922.974	33.661	O.K
	교량받침3	2119.1	100.0	11574.706	21281.400	7601.989	13750.422	1.809	O.K
	교량받침9	2119.1	100.0	11885.095	21281.400	7801.797	13750.422	1.762	O.K
	교량받침4	2118.0	100.0	10018.973	21281.400	6593.872	13743.085	2.084	O.K
	교량받침10	2118.0	100.0	11589.997	21281.400	7607.842	13743.085	1.806	O.K
	교량받침6	1446.8	100.0	601.482	21281.400	264.806	8886.297	33.558	O.K
	교량받침12	1418.8	100.0	127.102	21281.400	54.814	8683.698	158.422	O.K
기초	교축방향	1800.0	150.0	40522.176	88008.800	22450.073	48038.648	2.140	O.K
	교직-지점부	1800.0	150.0	20946.420	48446.200	11584.274	26286.757	2.269	O.K
	교직-중앙부	1800.0	150.0	20466.499	48446.200	11322.588	26286.757	2.322	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	169.838	180.000	128.571	244.927	O.K
	우측내민보	176.169	180.000	128.571	228.264	O.K
	좌측내민보수평	66.049	180.000	166.668	953.832	O.K
	우측내민보수평	66.049	180.000	166.668	953.832	O.K
	내부지간1좌측지점부	146.489	180.000	128.571	318.835	O.K
	내부지간1중앙부	166.729	180.000	128.571	253.574	O.K
	내부지간1우측지점부	175.154	180.000	128.571	230.855	O.K
	교량받침1	3.012	180.000	128.571	20916.329	O.K
	교량받침7	7.221	180.000	128.571	8723.959	O.K
	교량받침3	151.179	180.000	128.571	302.157	O.K
	교량받침9	154.740	180.000	128.571	290.169	O.K
	교량받침4	114.615	180.000	128.571	468.332	O.K
	교량받침10	113.481	180.000	128.571	475.201	O.K
	교량받침6	16.506	180.000	128.571	3816.705	O.K
	교량받침12	6.445	180.000	128.571	9775.515	O.K
기초	교축방향	105.620	180.000	125.547	406.846	O.K
	교직-지점부	113.398	180.000	127.869	359.458	O.K
	교직-중앙부	111.320	180.000	127.869	372.419	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : 다주식 교각
2) 상 부 형 식 : 개량형 PSC빔
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 : $\gamma s2$ = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 8
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 25.954 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.312 ; 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]

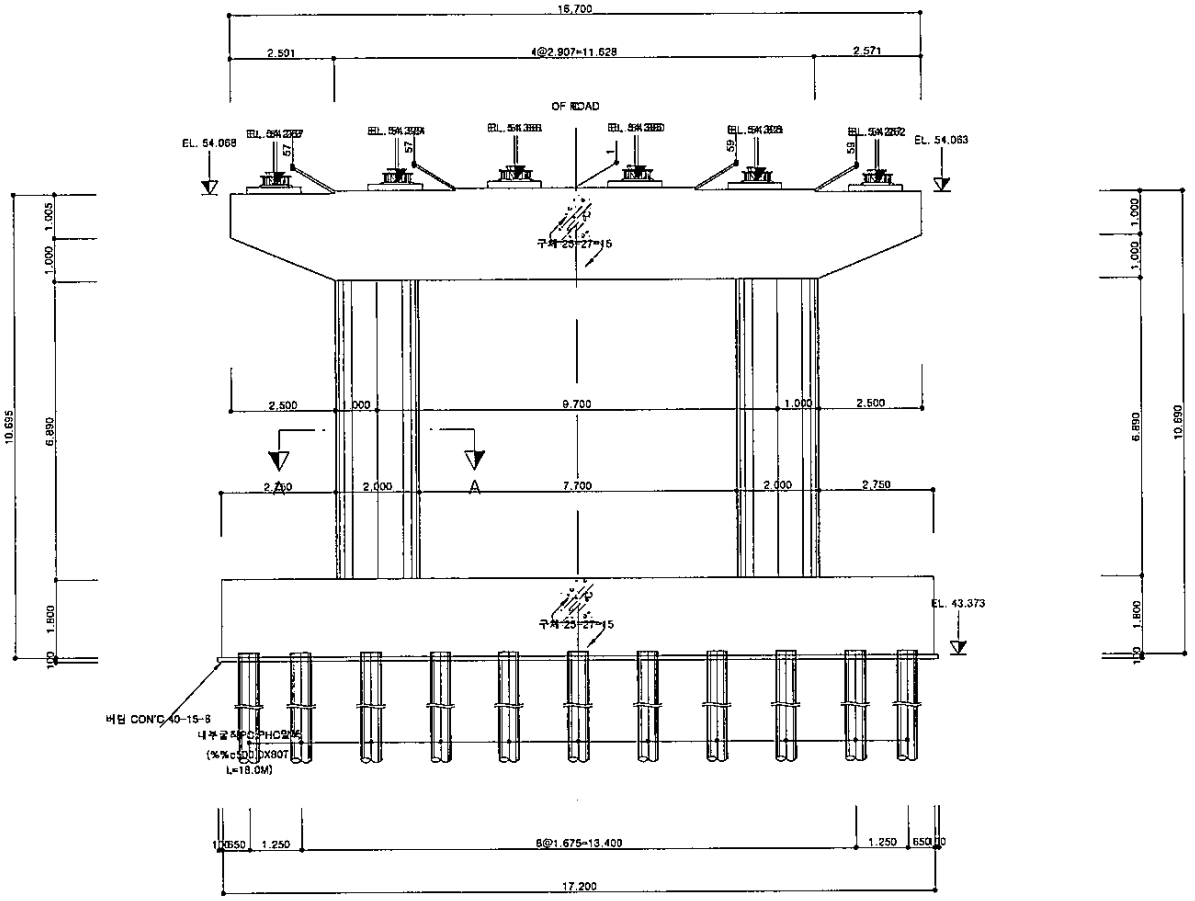
3.5 설 계 방 법

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


16,700
2,501
4@2,907=11,628
2,571
OF ROAD
EL. 54.068
EL. 54.063
구속 23-27-15
2,500
1,000
9,700
1,000
2,500
2,250
2,000
A
7,700
2,000
2,750
EL. 43.373
구속 23-27-15
버팀 CON'C 40-15-8
L=18.0M
1,250
6@1,675=13,400
1,250
17,200
10,690
6,890
1,800
1,000
1,005

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1473.381	271.638	450.735	24.596
2	1485.498	299.699	367.467	60.447
3	1468.598	318.539	260.205	139.995
4	1470.278	331.246	140.900	261.633
5	1485.570	342.928	59.566	368.625
6	1472.256	356.775	24.595	448.821
7	1472.324	356.771	448.816	24.595
8	1485.584	342.928	368.625	59.566
9	1470.280	331.246	261.633	140.900
10	1468.597	318.539	139.995	260.205
11	1485.484	299.697	60.446	367.464
12	1473.314	271.638	24.596	450.735
계	17711.164	3841.644	2607.579	2607.582

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 17.100 / 4.200 = 4.071 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (17.100 / 4.200)] x 4.200 = 13.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.38 kN/m

P1 = 13.380 x (50.108 + 50.142) / 2 x sin94.0

= 669.039 kN

작용위치 h = 4.200/2 + 0.410 + 0.500 = 3.01 m

작용모멘트 My = Ph x h = 669.039 x 3.010 = 2013.81 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.000 x 2.700 = 16.2 kN

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

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 = 95.949 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 (50.108 + 50.142)/2 x sin94.0 = 75.004 kN

작용위치 h = 3.308 + 1.500 + 0.500 = 5.308 m

작용모멘트 My = Ph x h = 75.004 x 5.308 = 398.126 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

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 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	1779.687	2843.052	0.01636	654.454	2431.120	0.00269
	하중경우 2	기둥 1	582.507	1201.660	0.00589	1994.731	6770.231	0.00686
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1791.130	10991.810	0.00000	662.798	2445.211	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	589.434	3759.241	0.00000	2012.494	7116.957	0.00000
기둥상단	하중경우 1	기둥 2	1779.686	2843.051	0.01636	654.454	2431.121	0.00269
	하중경우 2	기둥 2	582.509	1201.653	0.00589	1994.732	6770.232	0.00686
기둥하단	하중경우 1	기둥 2	1791.129	10991.810	0.00000	662.798	2445.211	0.00000
	하중경우 2	기둥 2	589.435	3759.259	0.00000	2012.495	7116.958	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	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	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				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	CO	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	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				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.

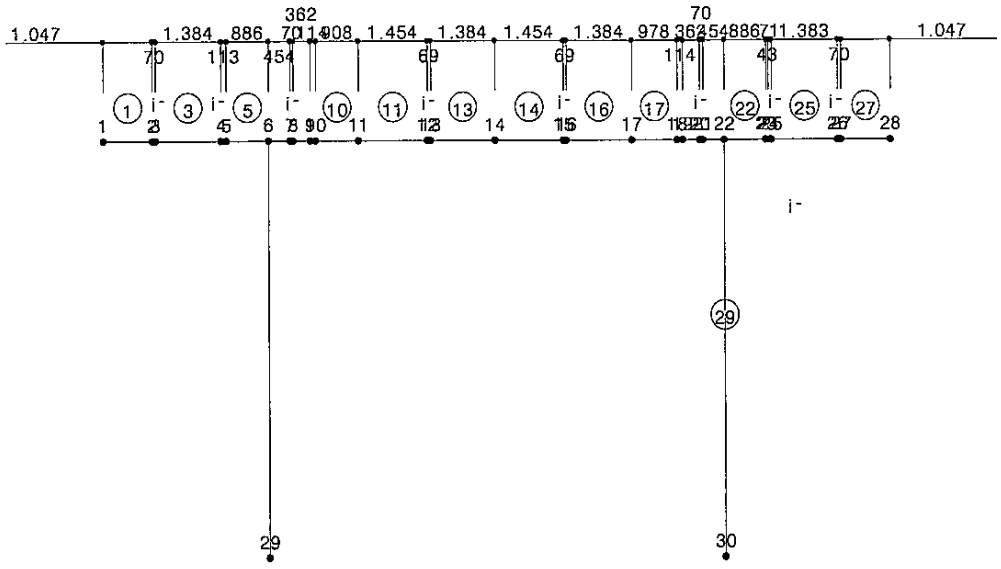
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	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	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UEO 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UEO 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	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	8.390	9	4.386	8.390	17	11.222	8.390	25	14.200	8.390
2	1.047	8.390	10	4.500	8.390	18	12.200	8.390	26	15.583	8.390
3	1.117	8.390	11	5.408	8.390	19	12.314	8.390	27	15.653	8.390
4	2.501	8.390	12	6.862	8.390	20	12.676	8.390	28	16.700	8.390
5	2.614	8.390	13	6.931	8.390	21	12.746	8.390	29	3.500	0.000
6	3.500	8.390	14	8.315	8.390	22	13.200	8.390	30	13.200	0.000
7	3.954	8.390	15	9.769	8.390	23	14.086	8.390			
8	4.024	8.390	16	9.838	8.390	24	14.129	8.390			

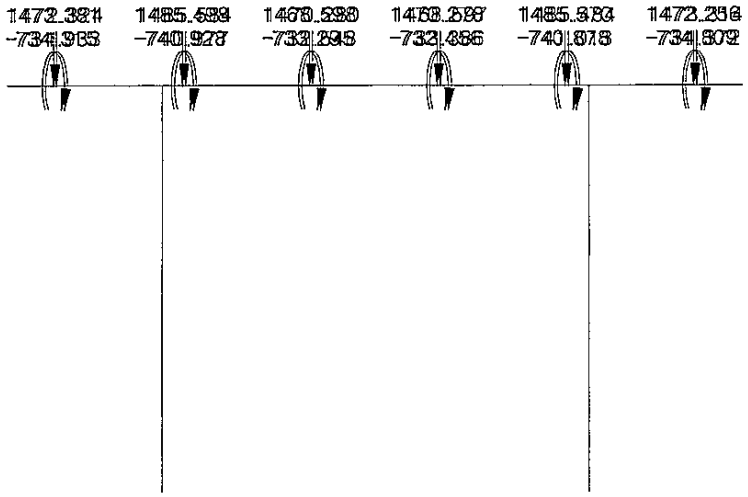
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	I22(m⁴)	I33(m⁴)	적용절점
①	2.700	1.000	2.700	1.640250	0.225000	28
②	2.700	1.005	2.713	1.648451	0.228392	1
③	2.700	1.419	3.831	2.327515	0.642880	27
④	2.700	1.424	3.845	2.335716	0.649699	2
⑤	2.700	1.447	3.907	2.373442	0.681692	26
⑥	2.700	1.452	3.920	2.381643	0.688783	3
⑦	2.700	2.000	5.400	3.280500	1.800000	25
⑧	2.700	2.059	5.559	3.377275	1.964046	18~24
⑨	2.700	2.062	5.567	3.382196	1.972643	4~11
⑩	2.700	2.119	5.721	3.475690	2.140797	12~17
⑪	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑫	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

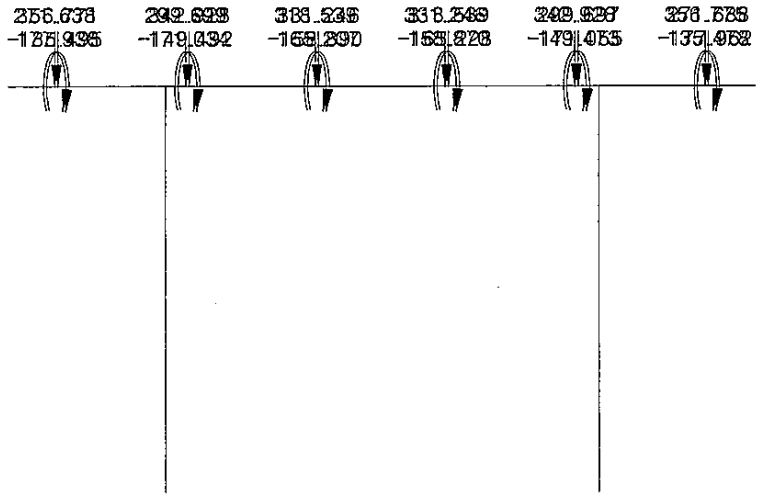
6.4 하중재하도

1) 연직하중

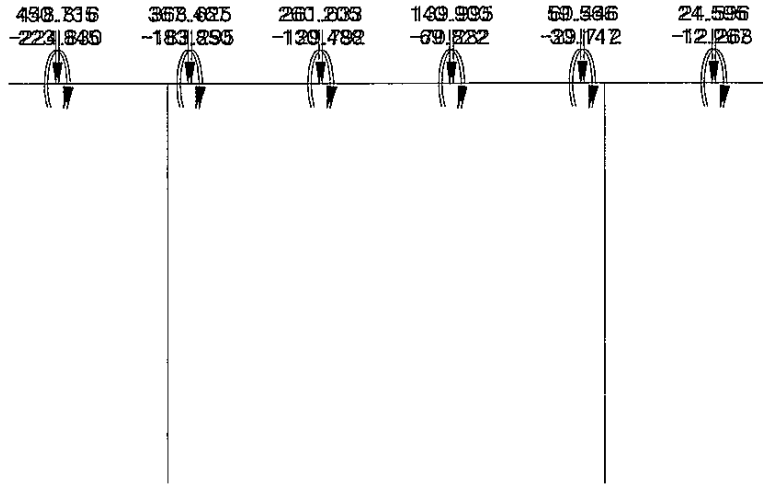
① 고정하중 (D)



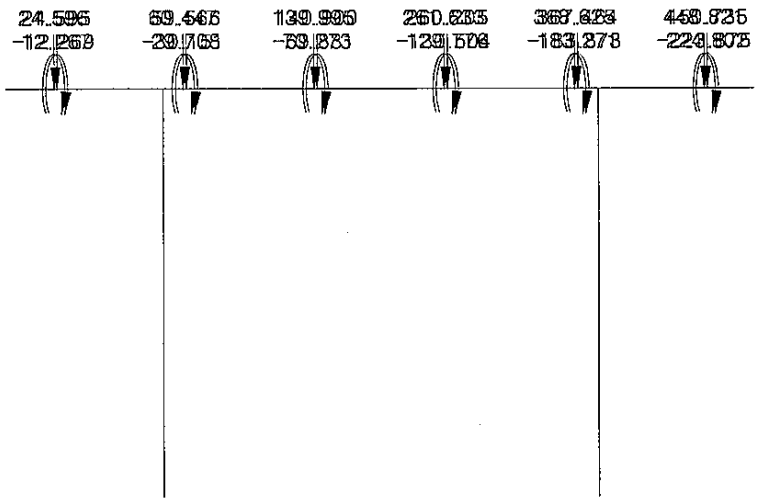
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



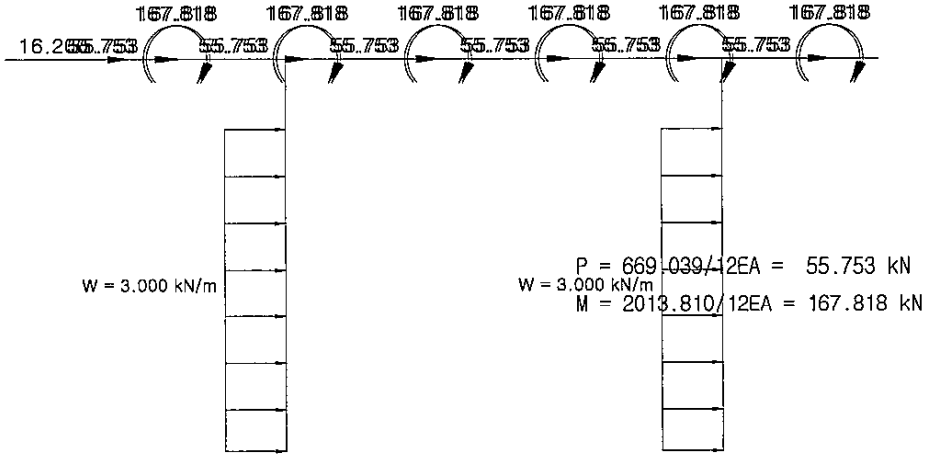
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



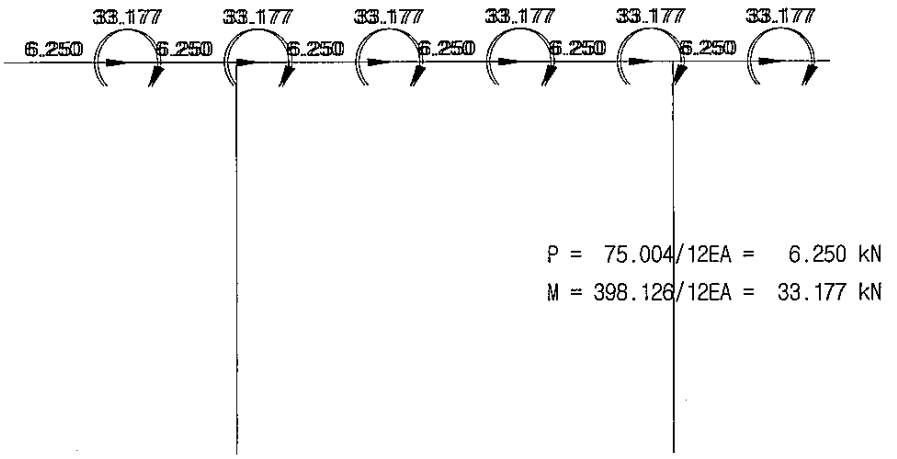
2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



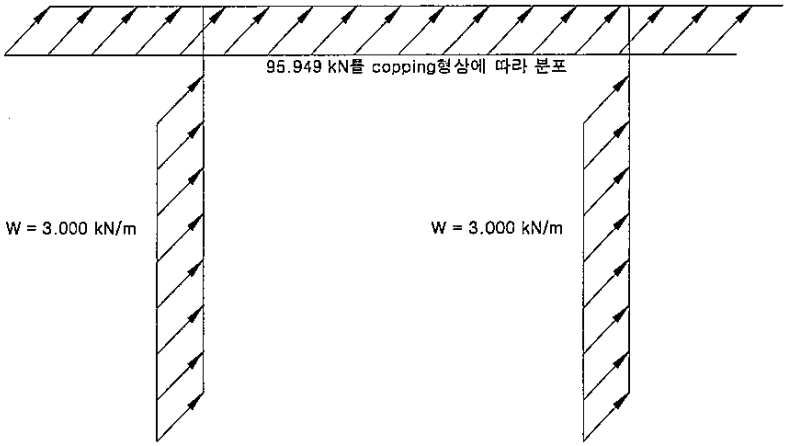
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 28 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10054.361	519.882	118.396	-10595.499	-295.864	118.396	
L1	-1920.823	89.294	20.319	-1920.823	-50.704	20.319	
L2	-2226.846	-169.686	-8.613	-2226.846	-110.341	-8.613	
L3	-380.700	96.570	-7.991	-380.700	151.632	-7.991	
W-TR	512.697	-961.602	-341.712	512.697	1463.998	-362.382	
WL	72.879	-97.607	-37.379	72.879	159.935	-37.379	
G-TR	0.148	373.657	155.947	0.148	-700.816	155.947	
E-TR	0.000	6770.231	1994.731	0.000	7116.957	2012.494	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10054.361	6.389	0.539	-10595.499	2.676	0.539	
L1	-1920.823	-16.730	-1.480	-1920.823	-6.535	-1.480	
L2	-2226.846	0.806	0.082	-2226.846	0.244	0.082	
L3	-380.700	1.116	0.080	-380.700	0.562	0.080	
W-L0	0.000	-71.849	48.023	0.000	-473.935	68.693	
WL	72.879	0.000	0.000	72.879	0.000	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	2843.052	1779.687	0.000	10991.810	1791.130	

② 기둥 : 부재번호 29 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10051.461	-520.572	-118.396	-10592.599	295.173	-118.396	
L1	-1920.821	-89.268	-20.319	-1920.821	50.730	-20.319	
L2	-380.733	-93.994	8.613	-380.733	-153.338	8.613	
L3	-2226.882	166.799	7.991	-2226.882	111.738	7.991	
W-TR	-512.697	-969.880	-343.526	-512.697	1468.218	-364.196	
WL	-72.879	-98.686	-37.625	-72.879	160.551	-37.625	
G-TR	-0.148	-375.091	-155.947	-0.148	699.382	-155.947	
E-TR	0.000	6770.232	1994.732	0.000	7116.958	2012.495	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10051.461	-5.841	-0.539	-10592.599	-2.128	-0.539	
L1	-1920.821	16.852	1.480	-1920.821	6.657	1.480	
L2	-380.733	-1.046	-0.082	-380.733	-0.484	-0.082	
L3	-2226.882	-0.710	-0.080	-2226.882	-0.156	-0.080	
W-LO	0.000	-72.076	47.926	0.000	-473.491	68.596	
WL	-72.879	0.000	0.000	-72.879	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	2843.051	1779.686	0.000	10991.810	1791.129	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재22, 절점23)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-4826.554	3218.193	-4823.671	-3214.415	
L1	-959.743	628.409	-959.749	-628.413	
L2	-1378.179	899.551	-75.361	-49.191	
L3	-75.361	49.191	-1378.187	-899.556	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	335.636	0.000	-335.636	0.000	
WL	66.354	0.000	-66.354	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	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재9, 절점9)		중앙부		좌측 (부재18, 절점19)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-3820.920	-3500.642	4680.575	-3500.642	-3814.273	3501.908	
L1	-744.818	-649.787	886.915	-649.787	-744.805	649.783	
L2	-1108.781	-591.203	574.736	-591.203	46.052	211.530	
L3	42.514	-211.496	571.113	-211.496	-1112.583	591.237	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1691.196	512.697	1691.196	512.697	-1702.195	512.697	
WL	221.814	72.879	221.814	72.879	-223.262	72.879	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-607.710	0.148	-607.710	0.148	-608.883	0.148	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

⑤ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점12)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-42.349	1559.212	-151.731	3038.326	4418.671	-3153.223
L1	0.000	271.638	-19.015	628.409	864.054	-649.787
L2	0.000	450.735	-31.551	899.551	355.039	-591.203
L3	0.000	24.596	-1.722	49.191	566.179	-211.496
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	167.818	0.000	335.636	0.000	589.576	512.697
WL	33.177	0.000	66.354	0.000	74.543	72.879
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	-608.076	0.148
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점13)		S5(절점15)		S6(절점16)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	4534.570	-1674.753	4538.856	1671.733	4423.166	3150.202
L1	886.910	-331.248	886.915	331.244	864.059	649.783
L2	377.877	-330.998	574.736	71.535	569.800	211.530
L3	571.113	-71.501	374.160	331.032	351.318	591.237
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	722.018	512.697	-733.016	512.697	-600.574	512.697
WL	102.691	72.879	-104.139	72.879	-75.991	72.879
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-608.087	0.148	-608.506	0.148	-608.516	0.148
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점26)		S8(절점27)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-151.516	-3037.819	-42.164	-1558.788
L1	-19.015	-628.413	0.000	-271.638
L2	-1.722	-49.191	0.000	-24.596
L3	-31.551	-899.556	0.000	-450.735
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-335.636	0.000	-167.818	0.000
WL	-66.354	0.000	-33.177	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

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 28 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11975.184	609.176	138.715	-12516.322	-346.567	138.715	
SV002	-12281.207	350.196	109.783	-12822.345	-406.205	109.783	
SV003	-10435.062	616.452	110.404	-10976.200	-144.232	110.404	
SV004	-9541.664	-441.721	-223.317	-10082.802	1168.134	-243.986	
SV005	-11645.956	30.768	-69.521	-12187.094	545.367	-79.855	
SV006	-11951.980	-228.212	-98.453	-12493.118	485.729	-108.788	
SV007	-10105.834	38.044	-97.831	-10646.972	747.702	-108.166	
SV008	-11975.036	982.833	294.662	-12516.174	-1047.384	294.662	
SV009	-11975.332	235.519	-17.232	-12516.470	354.249	-17.232	
SV010	-12281.059	723.853	265.730	-12822.198	-1107.022	265.730	
SV011	-12281.355	-23.461	-46.164	-12822.493	294.611	-46.164	
SV012	-10434.914	990.109	266.351	-10976.052	-845.049	266.351	
SV013	-10435.209	242.795	-45.543	-10976.348	556.584	-45.543	
SV014	-9541.516	-68.064	-67.370	-10082.654	467.317	-88.039	
SV015	-9541.812	-815.378	-379.264	-10082.950	1868.950	-399.933	
SV016	-11645.808	404.425	86.426	-12186.946	-155.450	76.092	
SV017	-11646.104	-342.889	-225.468	-12187.242	1246.183	-235.802	
SV018	-11951.832	145.445	57.494	-12492.970	-215.088	47.160	
SV019	-11952.128	-601.869	-254.400	-12493.266	1186.545	-264.735	
SV020	-10105.686	411.701	58.116	-10646.824	46.885	47.781	
SV021	-10105.982	-335.613	-253.778	-10647.120	1448.518	-264.113	
SV022	-10054.361	7290.113	2113.127	-10595.499	6821.093	2130.890	
SV023	-11975.184	609.176	138.715	-12516.322	-346.567	138.715	
SV024	-12281.207	350.196	109.783	-12822.345	-406.205	109.783	
SV025	-10435.062	616.452	110.404	-10976.200	-144.232	110.404	
SV026	-9541.664	-441.721	-223.317	-10082.802	1168.134	-243.986	

② 기둥 : 부재번호 29 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11972.282	-609.840	-138.715	-12513.420	345.903	-138.715	
SV002	-10432.194	-614.567	-109.783	-10973.332	141.835	-109.783	
SV003	-12278.342	-353.774	-110.404	-12819.481	406.911	-110.404	
SV004	-10564.158	-1490.452	-461.922	-11105.296	1763.391	-482.592	
SV005	-12301.510	-1193.467	-348.103	-12842.648	1240.562	-358.438	
SV006	-10761.421	-1198.193	-319.171	-11302.559	1036.494	-329.506	
SV007	-12607.570	-937.400	-319.793	-13148.708	1301.570	-330.127	
SV008	-11972.430	-984.932	-294.662	-12513.568	1045.285	-294.662	
SV009	-11972.134	-234.749	17.232	-12513.272	-353.479	17.232	
SV010	-10432.342	-989.658	-265.730	-10973.480	841.217	-265.730	
SV011	-10432.046	-239.475	46.164	-10973.184	-557.547	46.164	
SV012	-12278.490	-728.865	-266.351	-12819.628	1106.293	-266.351	
SV013	-12278.195	21.318	45.543	-12819.333	-292.471	45.543	
SV014	-10564.306	-1865.544	-617.869	-11105.444	2462.773	-638.539	
SV015	-10564.010	-1115.361	-305.975	-11105.148	1064.009	-326.645	
SV016	-12301.658	-1568.558	-504.050	-12842.796	1939.944	-514.385	
SV017	-12301.362	-818.375	-192.156	-12842.500	541.180	-202.491	
SV018	-10761.569	-1573.284	-475.118	-11302.707	1735.876	-485.453	
SV019	-10761.273	-823.101	-163.224	-11302.411	337.112	-173.559	
SV020	-12607.718	-1312.491	-475.740	-13148.856	2000.952	-486.074	
SV021	-12607.422	-562.308	-163.845	-13148.560	602.188	-174.180	
SV022	-10051.461	6249.660	1876.336	-10592.599	7412.131	1894.099	
SV023	-11972.282	-609.840	-138.715	-12513.420	345.903	-138.715	
SV024	-10432.194	-614.567	-109.783	-10973.332	141.835	-109.783	
SV025	-12278.342	-353.774	-110.404	-12819.481	406.911	-110.404	
SV026	-10564.158	-1490.452	-461.922	-11105.296	1763.391	-482.592	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-11975.184	-10.341	-0.941	-12516.322	-3.859	-0.941	
SVB02	-12281.207	7.194	0.620	-12822.345	2.920	0.620	
SVB03	-10435.062	7.505	0.619	-10976.200	3.238	0.619	
SVB04	-10054.361	-65.461	48.562	-10595.499	-471.259	69.232	
SVB05	-11975.184	-46.266	23.071	-12516.322	-240.826	33.406	
SVB06	-12281.207	-28.730	24.632	-12822.345	-234.048	34.967	
SVB07	-10435.062	-28.420	24.631	-10976.200	-233.730	34.966	
SVB08	-11975.184	-10.341	-0.941	-12516.322	-3.859	-0.941	
SVB09	-11975.184	-10.341	-0.941	-12516.322	-3.859	-0.941	
SVB10	-12281.207	7.194	0.620	-12822.345	2.920	0.620	
SVB11	-12281.207	7.194	0.620	-12822.345	2.920	0.620	
SVB12	-10435.062	7.505	0.619	-10976.200	3.238	0.619	
SVB13	-10435.062	7.505	0.619	-10976.200	3.238	0.619	
SVB14	-10054.361	-65.461	48.562	-10595.499	-471.259	69.232	
SVB15	-10054.361	-65.461	48.562	-10595.499	-471.259	69.232	
SVB16	-11975.184	-46.266	23.071	-12516.322	-240.826	33.406	
SVB17	-11975.184	-46.266	23.071	-12516.322	-240.826	33.406	
SVB18	-12281.207	-28.730	24.632	-12822.345	-234.048	34.967	
SVB19	-12281.207	-28.730	24.632	-12822.345	-234.048	34.967	
SVB20	-10435.062	-28.420	24.631	-10976.200	-233.730	34.966	
SVB21	-10435.062	-28.420	24.631	-10976.200	-233.730	34.966	
SVB22	-10054.361	2849.441	1780.226	-10595.499	10994.486	1791.669	
SVB23	-11975.184	-10.341	-0.941	-12516.322	-3.859	-0.941	
SVB24	-12281.207	7.194	0.620	-12822.345	2.920	0.620	
SVB25	-10435.062	7.505	0.619	-10976.200	3.238	0.619	
SVB26	-10054.361	-65.461	48.562	-10595.499	-471.259	69.232	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-11972.282	11.011	0.941	-12513.420	4.529	0.941	
SVB02	-10432.194	-6.886	-0.620	-10973.332	-2.612	-0.620	
SVB03	-12278.342	-6.551	-0.619	-12819.481	-2.284	-0.619	
SVB04	-10051.461	-77.916	47.387	-10592.599	-475.619	68.057	
SVB05	-11972.282	-25.027	24.904	-12513.420	-232.217	35.239	
SVB06	-10432.194	-42.924	23.343	-10973.332	-239.357	33.677	
SVB07	-12278.342	-42.588	23.344	-12819.481	-239.029	33.679	
SVB08	-11972.282	11.011	0.941	-12513.420	4.529	0.941	
SVB09	-11972.282	11.011	0.941	-12513.420	4.529	0.941	
SVB10	-10432.194	-6.886	-0.620	-10973.332	-2.612	-0.620	
SVB11	-10432.194	-6.886	-0.620	-10973.332	-2.612	-0.620	
SVB12	-12278.342	-6.551	-0.619	-12819.481	-2.284	-0.619	
SVB13	-12278.342	-6.551	-0.619	-12819.481	-2.284	-0.619	
SVB14	-10051.461	-77.916	47.387	-10592.599	-475.619	68.057	
SVB15	-10051.461	-77.916	47.387	-10592.599	-475.619	68.057	
SVB16	-11972.282	-25.027	24.904	-12513.420	-232.217	35.239	
SVB17	-11972.282	-25.027	24.904	-12513.420	-232.217	35.239	
SVB18	-10432.194	-42.924	23.343	-10973.332	-239.357	33.677	
SVB19	-10432.194	-42.924	23.343	-10973.332	-239.357	33.677	
SVB20	-12278.342	-42.588	23.344	-12819.481	-239.029	33.679	
SVB21	-12278.342	-42.588	23.344	-12819.481	-239.029	33.679	
SVB22	-10051.461	2837.210	1779.147	-10592.599	10989.682	1790.590	
SVB23	-11972.282	11.011	0.941	-12513.420	4.529	0.941	
SVB24	-10432.194	-6.886	-0.620	-10973.332	-2.612	-0.620	
SVB25	-12278.342	-6.551	-0.619	-12819.481	-2.284	-0.619	
SVB26	-10051.461	-77.916	47.387	-10592.599	-475.619	68.057	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재22, 절점23)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-5786.297	3846.602	-5783.420	-3842.828	
SV002	-6204.733	4117.744	-4899.032	-3263.606	
SV003	-4901.914	3267.384	-6201.858	-4113.971	
SV004	-4490.918	3218.193	-5159.307	-3214.415	
SV005	-5552.124	3846.602	-6017.593	-3842.828	
SV006	-5970.561	4117.744	-5133.204	-3263.606	
SV007	-4667.742	3267.384	-6436.030	-4113.971	
SV008	-5786.297	3846.602	-5783.420	-3842.828	
SV009	-5786.297	3846.602	-5783.420	-3842.828	
SV010	-6204.733	4117.744	-4899.032	-3263.606	
SV011	-6204.733	4117.744	-4899.032	-3263.606	
SV012	-4901.914	3267.384	-6201.858	-4113.971	
SV013	-4901.914	3267.384	-6201.858	-4113.971	
SV014	-4490.918	3218.193	-5159.307	-3214.415	
SV015	-4490.918	3218.193	-5159.307	-3214.415	
SV016	-5552.124	3846.602	-6017.593	-3842.828	
SV017	-5552.124	3846.602	-6017.593	-3842.828	
SV018	-5970.561	4117.744	-5133.204	-3263.606	
SV019	-5970.561	4117.744	-5133.204	-3263.606	
SV020	-4667.742	3267.384	-6436.030	-4113.971	
SV021	-4667.742	3267.384	-6436.030	-4113.971	
SV022	-4826.554	3218.193	-4823.671	-3214.415	
SV023	-5786.297	3846.602	-5783.420	-3842.828	
SV024	-6204.733	4117.744	-4899.032	-3263.606	
SV025	-4901.914	3267.384	-6201.858	-4113.971	
SV026	-4490.918	3218.193	-5159.307	-3214.415	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재9, 절점9)		중앙부		좌측 (부재18, 절점19)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-4565.738	-4150.428	5567.487	-6.518	-4559.078	4151.692	
SV002	-4929.700	-4091.845	5172.587	-23.889	-3768.221	3713.438	
SV003	-3778.406	-3712.138	5168.836	13.393	-4926.856	4093.145	
SV004	-2129.723	-2987.945	5256.588	308.224	-5516.467	4014.606	
SV005	-3498.325	-3821.201	5885.180	124.753	-5633.437	4480.919	
SV006	-3862.288	-3762.617	5376.148	55.389	-4842.580	4042.666	
SV007	-2710.993	-3382.911	5569.383	194.153	-6001.216	4422.373	
SV008	-5173.448	-4150.281	4959.196	-6.370	-5167.960	4151.840	
SV009	-3958.028	-4150.576	6175.778	-6.666	-3950.195	4151.544	
SV010	-5537.411	-4091.697	4564.242	-23.741	-4377.103	3713.586	
SV011	-4321.990	-4091.993	5780.932	-24.037	-3159.338	3713.290	
SV012	-4386.116	-3711.990	4560.596	13.541	-5535.739	4093.293	
SV013	-3170.695	-3712.286	5777.076	13.245	-4317.974	4092.997	
SV014	-2737.433	-2987.797	4648.502	308.372	-6125.350	4014.753	
SV015	-1522.013	-2988.092	5864.675	308.076	-4907.585	4014.458	
SV016	-4106.035	-3821.053	5277.094	124.901	-6242.320	4481.067	
SV017	-2890.615	-3821.349	6493.267	124.605	-5024.555	4480.772	
SV018	-4469.998	-3762.469	4768.061	55.537	-5451.463	4042.814	
SV019	-3254.578	-3762.765	5984.234	55.241	-4233.698	4042.518	
SV020	-3318.703	-3382.763	4961.297	194.301	-6610.098	4422.521	
SV021	-2103.283	-3383.058	6177.470	194.005	-5392.333	4422.225	
SV022	-3820.920	-3500.642	4680.575	-6.516	-3814.273	3501.908	
SV023	-4565.738	-4150.428	5567.487	-6.518	-4559.078	4151.692	
SV024	-4929.700	-4091.845	5172.587	-23.889	-3768.221	3713.438	
SV025	-3778.406	-3712.138	5168.836	13.393	-4926.856	4093.145	
SV026	-2129.723	-2987.945	5256.588	308.224	-5516.467	4014.606	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점12)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-42.349	1830.850	-170.746	3666.735	5282.725	-3803.009
SV002	-42.349	2009.947	-183.283	3937.877	4773.710	-3744.426
SV003	-42.349	1583.808	-153.453	3087.517	4984.851	-3364.719
SV004	125.469	1559.212	183.905	3038.326	5008.248	-2640.525
SV005	74.737	1830.850	63.427	3666.735	5652.056	-3473.782
SV006	74.737	2009.947	-66.196	3937.877	5143.041	-3415.198
SV007	74.737	1583.808	80.720	3087.517	5354.182	-3035.491
SV008	-42.349	1830.850	-170.746	3666.735	4674.649	-3802.861
SV009	-42.349	1830.850	-170.746	3666.735	5890.802	-3803.157
SV010	-42.349	2009.947	-183.283	3937.877	4165.634	-3744.278
SV011	-42.349	2009.947	-183.283	3937.877	5381.786	-3744.574
SV012	-42.349	1583.808	-153.453	3087.517	4376.774	-3364.571
SV013	-42.349	1583.808	-153.453	3087.517	5592.927	-3364.867
SV014	125.469	1559.212	183.905	3038.326	4400.171	-2640.378
SV015	125.469	1559.212	183.905	3038.326	5616.324	-2640.673
SV016	74.737	1830.850	63.427	3666.735	5043.980	-3473.634
SV017	74.737	1830.850	63.427	3666.735	6260.133	-3473.929
SV018	74.737	2009.947	-66.196	3937.877	4534.965	-3415.050
SV019	74.737	2009.947	-66.196	3937.877	5751.117	-3415.346
SV020	74.737	1583.808	80.720	3087.517	4746.105	-3035.343
SV021	74.737	1583.808	80.720	3087.517	5962.258	-3035.639
SV022	-42.349	1559.212	-151.731	3038.326	4418.671	-3153.223
SV023	-42.349	1830.850	-170.746	3666.735	5282.725	-3803.009
SV024	-42.349	2009.947	-183.283	3937.877	4773.710	-3744.426
SV025	-42.349	1583.808	-153.453	3087.517	4984.851	-3364.719
SV026	125.469	1559.212	183.905	3038.326	5008.248	-2640.525

구 분	S4(절점13)		S5(절점15)		S6(절점16)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	5421.480	-2006.001	5425.771	2002.977	5287.225	3799.985
SV002	4912.447	-2005.752	5113.592	1743.268	4992.966	3361.732
SV003	5105.683	-1746.255	4913.016	2002.765	4774.484	3741.439
SV004	5256.588	-1162.056	3973.658	2184.430	3990.409	3662.899
SV005	5885.180	-1676.773	5072.209	2332.205	5028.033	4129.213
SV006	5376.148	-1676.524	4760.030	2072.495	4733.774	3690.960
SV007	5569.383	-1417.027	4559.454	2331.992	4515.292	4070.666
SV008	4813.393	-2005.853	4817.264	2003.125	4678.708	3800.133
SV009	6029.566	-2006.149	6034.277	2002.829	5895.741	3799.838
SV010	4304.361	-2005.604	4505.086	1743.416	4384.449	3361.880
SV011	5520.534	-2005.899	5722.098	1743.120	5601.482	3361.584
SV012	4497.596	-1746.107	4304.509	2002.912	4165.968	3741.587
SV013	5713.769	-1746.403	5521.522	2002.617	5383.001	3741.291
SV014	4648.502	-1161.908	3365.151	2184.578	3381.893	3663.047
SV015	5864.675	-1162.204	4582.164	2184.282	4598.926	3662.751
SV016	5277.094	-1676.625	4463.703	2332.353	4419.516	4129.361
SV017	6493.267	-1676.921	5680.715	2332.057	5636.549	4129.065
SV018	4768.061	-1676.376	4151.524	2072.643	4125.258	3691.107
SV019	5984.234	-1676.672	5368.537	2072.347	5342.290	3690.812
SV020	4961.297	-1416.879	3950.948	2332.140	3906.776	4070.814
SV021	6177.470	-1417.175	5167.960	2331.844	5123.809	4070.519
SV022	4534.570	-1674.753	4538.856	1671.733	4423.166	3150.202
SV023	5421.480	-2006.001	5425.771	2002.977	5287.225	3799.985
SV024	4912.447	-2005.752	5113.592	1743.268	4992.966	3361.732
SV025	5105.683	-1746.255	4913.016	2002.765	4774.484	3741.439
SV026	5256.588	-1162.056	3973.658	2184.430	3990.409	3662.899

구 분	S7(절점26)		S8(절점27)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-170.530	-3666.232	-42.164	-1830.426
SV002	-153.237	-3087.010	-42.164	-1583.384
SV003	-183.067	-3937.375	-42.164	-2009.523
SV004	-487.152	-3037.819	-209.982	-1558.788
SV005	-404.703	-3666.232	-159.251	-1830.426
SV006	-387.410	-3087.010	-159.251	-1583.384
SV007	-417.240	-3937.375	-159.251	-2009.523
SV008	-170.530	-3666.232	-42.164	-1830.426
SV009	-170.530	-3666.232	-42.164	-1830.426
SV010	-153.237	-3087.010	-42.164	-1583.384
SV011	-153.237	-3087.010	-42.164	-1583.384
SV012	-183.067	-3937.375	-42.164	-2009.523
SV013	-183.067	-3937.375	-42.164	-2009.523
SV014	-487.152	-3037.819	-209.982	-1558.788
SV015	-487.152	-3037.819	-209.982	-1558.788
SV016	-404.703	-3666.232	-159.251	-1830.426
SV017	-404.703	-3666.232	-159.251	-1830.426
SV018	-387.410	-3087.010	-159.251	-1583.384
SV019	-387.410	-3087.010	-159.251	-1583.384
SV020	-417.240	-3937.375	-159.251	-2009.523
SV021	-417.240	-3937.375	-159.251	-2009.523
SV022	-151.516	-3037.819	-42.164	-1558.788
SV023	-170.530	-3666.232	-42.164	-1830.426
SV024	-153.237	-3087.010	-42.164	-1583.384
SV025	-183.067	-3937.375	-42.164	-2009.523
SV026	-487.152	-3037.819	-209.982	-1558.788

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 28 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-17200.438	867.829	197.600	-17903.918	-493.636	197.600	
ULO02	-17858.389	311.022	135.396	-18561.868	-621.857	135.396	
ULO03	-13889.175	883.473	136.733	-14592.655	-58.615	136.733	
ULO04	-12404.163	-574.237	-290.312	-13107.643	1518.574	-317.182	
ULO05	-15139.743	39.998	-90.377	-15843.223	708.977	-103.812	
ULO06	-15537.574	-296.676	-127.989	-16241.053	631.447	-141.424	
ULO07	-13137.584	49.457	-127.180	-13841.064	972.012	-140.616	
ULO08	-15567.547	1277.683	383.060	-16271.026	-1361.599	383.060	
ULO09	-15567.931	306.175	-22.402	-16271.411	460.524	-22.402	
ULO10	-15965.377	941.009	345.449	-16668.857	-1439.128	345.449	
ULO11	-15965.762	-30.499	-60.014	-16669.241	382.994	-60.014	
ULO12	-13565.388	1287.142	346.257	-14268.867	-1098.563	346.257	
ULO13	-13565.772	315.634	-59.206	-14269.252	723.559	-59.206	
ULO14	-11926.895	-85.079	-84.212	-12603.318	584.147	-110.049	
ULO15	-11927.265	-1019.222	-474.079	-12603.687	2336.188	-499.917	
ULO16	-14557.260	505.531	108.033	-15233.683	-194.312	95.115	
ULO17	-14557.630	-428.611	-281.834	-15234.053	1557.729	-294.753	
ULO18	-14939.790	181.806	71.868	-15616.212	-268.859	58.949	
ULO19	-14940.159	-752.336	-318.000	-15616.582	1483.182	-330.918	
ULO20	-12632.108	514.626	72.645	-13308.530	58.607	59.726	
ULO21	-12632.477	-419.516	-317.223	-13308.900	1810.648	-330.141	
ULO22	-10054.361	7290.113	2113.127	-10595.499	6821.093	2130.890	
ULO23	-15567.739	791.929	180.329	-16271.218	-450.538	180.329	
ULO24	-15965.570	455.255	142.717	-16669.049	-528.067	142.717	
ULO25	-13565.580	801.388	143.526	-14269.060	-187.502	143.526	
ULO26	-11449.997	-530.065	-267.980	-12099.362	1401.761	-292.783	

② 기둥 : 부재번호 29 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17196.665	-868.670	-197.600	-17900.145	492.795	-197.600	
UL002	-13885.475	-878.832	-135.396	-14588.954	54.047	-135.396	
UL003	-17854.695	-318.127	-136.733	-18558.174	623.961	-136.733	
UL004	-13733.405	-1937.588	-600.499	-14436.885	2292.408	-627.369	
UL005	-15991.963	-1551.506	-452.534	-16695.442	1612.731	-465.969	
UL006	-13989.848	-1557.650	-414.922	-14693.327	1347.442	-428.357	
UL007	-16389.841	-1218.620	-415.730	-17093.321	1692.041	-429.166	
UL008	-15564.159	-1280.412	-383.060	-16267.639	1358.871	-383.060	
UL009	-15563.775	-305.174	22.402	-16267.254	-459.523	22.402	
UL010	-13562.044	-1286.556	-345.449	-14265.523	1093.582	-345.449	
UL011	-13561.659	-311.318	60.014	-14265.139	-724.811	60.014	
UL012	-15962.037	-947.525	-346.257	-16665.517	1438.181	-346.257	
UL013	-15961.653	27.713	59.206	-16665.132	-380.212	59.206	
UL014	-13205.382	-2331.929	-772.336	-13881.805	3078.466	-798.173	
UL015	-13205.013	-1394.201	-382.469	-13881.435	1330.011	-408.306	
UL016	-15377.072	-1960.697	-630.063	-16053.495	2424.931	-642.981	
UL017	-15376.702	-1022.969	-240.195	-16053.125	676.476	-253.113	
UL018	-13451.961	-1966.605	-593.897	-14128.384	2169.845	-606.816	
UL019	-13451.592	-1028.877	-204.030	-14128.014	421.390	-216.948	
UL020	-15759.647	-1640.614	-594.674	-16436.070	2501.190	-607.593	
UL021	-15759.278	-702.885	-204.807	-16435.700	752.735	-217.725	
UL022	-10051.461	6249.660	1876.336	-10592.599	7412.131	1894.099	
UL023	-15563.967	-792.793	-180.329	-16267.446	449.674	-180.329	
UL024	-13561.852	-798.937	-142.717	-14265.331	184.385	-142.717	
UL025	-15961.845	-459.906	-143.526	-16665.325	528.984	-143.526	
UL026	-12676.990	-1788.543	-554.306	-13326.355	2116.069	-579.110	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 28 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-14184.130	711.865	162.082	-14725.268	-404.877	162.082	
UE002	-14842.080	155.058	99.878	-15383.219	-533.098	99.878	
UE003	-10872.867	727.508	101.214	-11414.005	30.144	101.214	
UE004	-9387.855	-730.201	-325.830	-9928.993	1607.333	-352.701	
UE005	-12123.435	-115.966	-125.895	-12664.573	797.736	-139.331	
UE006	-12521.265	-452.640	-163.507	-13062.403	720.207	-176.942	
UE007	-10121.276	-106.507	-162.699	-10662.414	1060.771	-176.134	
UE008	-12551.238	1121.719	347.542	-13092.376	-1272.840	347.542	
UE009	-12551.623	150.210	-57.921	-13092.761	549.283	-57.921	
UE010	-12949.069	785.045	309.930	-13490.207	-1350.369	309.930	
UE011	-12949.453	-186.464	-95.532	-13490.592	471.754	-95.532	
UE012	-10549.079	1131.177	310.738	-11090.218	-1009.804	310.738	
UE013	-10549.464	159.669	-94.724	-11090.602	812.318	-94.724	
UE014	-8910.587	-241.044	-119.731	-9424.668	672.906	-145.568	
UE015	-8910.956	-1175.187	-509.598	-9425.038	2424.947	-535.435	
UE016	-11540.952	349.567	72.514	-12055.033	-105.553	59.596	
UE017	-11541.322	-584.576	-317.353	-12055.403	1646.488	-330.272	
UE018	-11923.481	25.842	36.349	-12437.563	-180.100	23.431	
UE019	-11923.851	-908.301	-353.518	-12437.932	1571.941	-366.437	
UE020	-9615.799	358.662	37.126	-10129.880	147.366	24.208	
UE021	-9616.169	-575.481	-352.741	-10130.250	1899.407	-365.660	
UE022	-10054.361	2776.625	2113.127	-10595.499	2076.455	2130.890	
UE023	-12551.431	635.964	144.811	-13092.569	-361.779	144.811	
UE024	-12949.261	299.290	107.199	-13490.399	-439.308	107.199	
UE025	-10549.272	645.423	108.007	-11090.410	-98.743	108.007	
UE026	-8433.688	-686.029	-303.499	-8920.713	1490.520	-328.302	

② 기둥 : 부재번호 29 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-14181.227	-712.499	-162.082	-14722.365	404.243	-162.082	
UE002	-10870.036	-722.660	-99.878	-11411.174	-34.504	-99.878	
UE003	-14839.256	-161.955	-101.214	-15380.394	535.409	-101.214	
UE004	-10717.967	-1781.416	-564.980	-11259.105	2203.856	-591.850	
UE005	-12976.525	-1395.335	-417.015	-13517.663	1524.179	-430.450	
UE006	-10974.409	-1401.479	-379.403	-11515.548	1258.890	-392.839	
UE007	-13374.403	-1062.448	-380.212	-13915.541	1603.489	-393.647	
UE008	-12548.721	-1124.240	-347.542	-13089.859	1270.319	-347.542	
UE009	-12548.336	-149.002	57.921	-13089.474	-548.074	57.921	
UE010	-10546.606	-1130.384	-309.930	-11087.744	1005.030	-309.930	
UE011	-10546.221	-155.146	95.532	-11087.359	-813.363	95.532	
UE012	-12946.599	-791.353	-310.738	-13487.737	1349.629	-310.738	
UE013	-12946.215	183.885	94.724	-13487.353	-468.764	94.724	
UE014	-10189.944	-2175.758	-736.817	-10704.025	2989.914	-762.654	
UE015	-10189.574	-1238.029	-346.950	-10703.656	1241.459	-372.787	
UE016	-12361.634	-1804.526	-594.544	-12875.715	2336.379	-607.462	
UE017	-12361.264	-866.797	-204.676	-12875.345	587.924	-217.595	
UE018	-10436.523	-1810.433	-558.379	-10950.604	2081.293	-571.297	
UE019	-10436.154	-872.705	-168.511	-10950.235	332.838	-181.430	
UE020	-12744.209	-1484.442	-559.156	-13258.290	2412.638	-572.074	
UE021	-12743.840	-546.713	-169.288	-13257.921	664.183	-182.207	
UE022	-10051.461	1736.172	1876.336	-10592.599	2667.492	1894.099	
UE023	-12548.529	-636.621	-144.811	-13089.667	361.122	-144.811	
UE024	-10546.413	-642.765	-107.199	-11087.552	95.833	-107.199	
UE025	-12946.407	-303.734	-108.007	-13487.545	440.432	-108.007	
UE026	-9661.551	-1632.371	-518.788	-10148.576	2027.517	-543.591	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-17200.438	-27.663	-2.481	-17903.918	-10.571	-2.481	
ULB02	-17858.389	10.037	0.876	-18561.868	4.003	0.876	
ULB03	-13889.175	10.704	0.873	-14592.655	4.686	0.873	
ULB04	-13070.670	-85.099	63.131	-13774.149	-612.637	90.001	
ULB05	-15567.739	-60.145	29.992	-16271.218	-313.074	43.427	
ULB06	-15965.570	-37.349	32.022	-16669.049	-304.262	45.457	
ULB07	-13565.580	-36.946	32.020	-14269.060	-303.849	45.455	
ULB08	-15567.739	-13.443	-1.223	-16271.218	-5.017	-1.223	
ULB09	-15567.739	-13.443	-1.223	-16271.218	-5.017	-1.223	
ULB10	-15965.570	9.353	0.807	-16669.049	3.796	0.807	
ULB11	-15965.570	9.353	0.807	-16669.049	3.796	0.807	
ULB12	-13565.580	9.756	0.805	-14269.060	4.209	0.805	
ULB13	-13565.580	9.756	0.805	-14269.060	4.209	0.805	
ULB14	-12567.951	-81.826	60.703	-13244.374	-589.074	86.540	
ULB15	-12567.951	-81.826	60.703	-13244.374	-589.074	86.540	
ULB16	-14968.980	-57.832	28.839	-15645.402	-301.033	41.757	
ULB17	-14968.980	-57.832	28.839	-15645.402	-301.033	41.757	
ULB18	-15351.509	-35.913	30.790	-16027.932	-292.560	43.709	
ULB19	-15351.509	-35.913	30.790	-16027.932	-292.560	43.709	
ULB20	-13043.827	-35.525	30.789	-13720.250	-292.162	43.707	
ULB21	-13043.827	-35.525	30.789	-13720.250	-292.162	43.707	
ULB22	-10054.361	2849.441	1780.226	-10595.499	10994.486	1791.669	
ULB23	-15567.739	-13.443	-1.223	-16271.218	-5.017	-1.223	
ULB24	-15965.570	9.353	0.807	-16669.049	3.796	0.807	
ULB25	-13565.580	9.756	0.805	-14269.060	4.209	0.805	
ULB26	-12065.233	-78.553	58.275	-12714.599	-565.511	83.078	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-17196.665	28.638	2.481	-17900.145	11.546	2.481	
ULB02	-13885.475	-9.841	-0.876	-14588.954	-3.806	-0.876	
ULB03	-17854.695	-9.119	-0.873	-18558.174	-3.101	-0.873	
ULB04	-13066.899	-101.291	61.603	-13770.379	-618.305	88.474	
ULB05	-15563.967	-32.535	32.375	-16267.446	-301.882	45.810	
ULB06	-13561.852	-55.801	30.345	-14265.331	-311.164	43.781	
ULB07	-15961.845	-55.365	30.347	-16665.325	-310.738	43.782	
ULB08	-15563.967	14.314	1.223	-16267.446	5.888	1.223	
ULB09	-15563.967	14.314	1.223	-16267.446	5.888	1.223	
ULB10	-13561.852	-8.952	-0.807	-14265.331	-3.395	-0.807	
ULB11	-13561.852	-8.952	-0.807	-14265.331	-3.395	-0.807	
ULB12	-15961.845	-8.516	-0.805	-16665.325	-2.969	-0.805	
ULB13	-15961.845	-8.516	-0.805	-16665.325	-2.969	-0.805	
ULB14	-12564.326	-97.395	59.234	-13240.749	-594.524	85.071	
ULB15	-12564.326	-97.395	59.234	-13240.749	-594.524	85.071	
ULB16	-14965.353	-31.284	31.130	-15641.775	-290.271	44.048	
ULB17	-14965.353	-31.284	31.130	-15641.775	-290.271	44.048	
ULB18	-13040.242	-53.655	29.178	-13716.665	-299.197	42.097	
ULB19	-13040.242	-53.655	29.178	-13716.665	-299.197	42.097	
ULB20	-15347.928	-53.236	29.180	-16024.351	-298.786	42.098	
ULB21	-15347.928	-53.236	29.180	-16024.351	-298.786	42.098	
ULB22	-10051.461	2837.210	1779.147	-10592.599	10989.682	1790.590	
ULB23	-15563.967	14.314	1.223	-16267.446	5.888	1.223	
ULB24	-13561.852	-8.952	-0.807	-14265.331	-3.395	-0.807	
ULB25	-15961.845	-8.516	-0.805	-16665.325	-2.969	-0.805	
ULB26	-12061.753	-93.500	56.865	-12711.119	-570.743	81.668	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-14184.130	-29.580	-2.642	-14725.268	-11.374	-2.642	
UEB02	-14842.080	8.121	0.714	-15383.219	3.200	0.714	
UEB03	-10872.867	8.788	0.712	-11414.005	3.884	0.712	
UEB04	-10054.361	-87.016	62.969	-10595.499	-613.440	89.840	
UEB05	-12551.431	-62.062	29.830	-13092.569	-313.877	43.266	
UEB06	-12949.261	-39.266	31.860	-13490.399	-305.065	45.295	
UEB07	-10549.272	-38.863	31.859	-11090.410	-304.652	45.294	
UEB08	-12551.431	-15.360	-1.385	-13092.569	-5.819	-1.385	
UEB09	-12551.431	-15.360	-1.385	-13092.569	-5.819	-1.385	
UEB10	-12949.261	7.436	0.645	-13490.399	2.993	0.645	
UEB11	-12949.261	7.436	0.645	-13490.399	2.993	0.645	
UEB12	-10549.272	7.839	0.643	-11090.410	3.406	0.643	
UEB13	-10549.272	7.839	0.643	-11090.410	3.406	0.643	
UEB14	-9551.643	-83.742	60.541	-10065.724	-589.877	86.378	
UEB15	-9551.643	-83.742	60.541	-10065.724	-589.877	86.378	
UEB16	-11952.671	-59.749	28.677	-12466.753	-301.836	41.595	
UEB17	-11952.671	-59.749	28.677	-12466.753	-301.836	41.595	
UEB18	-12335.201	-37.830	30.628	-12849.282	-293.363	43.547	
UEB19	-12335.201	-37.830	30.628	-12849.282	-293.363	43.547	
UEB20	-10027.519	-37.442	30.627	-10541.600	-292.965	43.546	
UEB21	-10027.519	-37.442	30.627	-10541.600	-292.965	43.546	
UEB22	-10054.361	954.073	1780.226	-10595.499	3666.613	1791.669	
UEB23	-12551.431	-15.360	-1.385	-13092.569	-5.819	-1.385	
UEB24	-12949.261	7.436	0.645	-13490.399	2.993	0.645	
UEB25	-10549.272	7.839	0.643	-11090.410	3.406	0.643	
UEB26	-9048.925	-80.469	58.113	-9535.949	-566.314	82.916	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-14181.227	30.390	2.642	-14722.365	12.184	2.642	
UEB02	-10870.036	-8.089	-0.714	-11411.174	-3.168	-0.714	
UEB03	-14839.256	-7.367	-0.712	-15380.394	-2.463	-0.712	
UEB04	-10051.461	-99.539	61.765	-10592.599	-617.666	88.636	
UEB05	-12548.529	-30.783	32.537	-13089.667	-301.243	45.972	
UEB06	-10546.413	-54.049	30.507	-11087.552	-310.526	43.942	
UEB07	-12946.407	-53.613	30.509	-13487.545	-310.100	43.944	
UEB08	-12548.529	16.066	1.385	-13089.667	6.526	1.385	
UEB09	-12548.529	16.066	1.385	-13089.667	6.526	1.385	
UEB10	-10546.413	-7.200	-0.645	-11087.552	-2.757	-0.645	
UEB11	-10546.413	-7.200	-0.645	-11087.552	-2.757	-0.645	
UEB12	-12946.407	-6.764	-0.643	-13487.545	-2.330	-0.643	
UEB13	-12946.407	-6.764	-0.643	-13487.545	-2.330	-0.643	
UEB14	-9548.888	-95.643	59.396	-10062.969	-593.885	85.233	
UEB15	-9548.888	-95.643	59.396	-10062.969	-593.885	85.233	
UEB16	-11949.914	-29.531	31.291	-12463.996	-289.632	44.210	
UEB17	-11949.914	-29.531	31.291	-12463.996	-289.632	44.210	
UEB18	-10024.804	-51.903	29.340	-10538.885	-298.558	42.258	
UEB19	-10024.804	-51.903	29.340	-10538.885	-298.558	42.258	
UEB20	-12332.490	-51.483	29.341	-12846.571	-298.148	42.260	
UEB21	-12332.490	-51.483	29.341	-12846.571	-298.148	42.260	
UEB22	-10051.461	941.843	1779.147	-10592.599	3661.809	1790.590	
UEB23	-12548.529	16.066	1.385	-13089.667	6.526	1.385	
UEB24	-10546.413	-7.200	-0.645	-11087.552	-2.757	-0.645	
UEB25	-12946.407	-6.764	-0.643	-13487.545	-2.330	-0.643	
UEB26	-9046.315	-91.747	57.026	-9533.339	-570.104	81.830	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재5, 절점5)		우측 (부재22, 절점23)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-8337.967	5534.730	-8334.233	-5529.827	
UL002	-9237.605	6117.686	-6432.798	-4284.500	
UL003	-6436.545	4289.412	-9233.874	-6112.785	
UL004	-5838.193	4183.651	-6707.099	-4178.739	
UL005	-7217.761	5000.583	-7822.870	-4995.676	
UL006	-7761.729	5353.067	-6673.166	-4242.688	
UL007	-6068.065	4247.599	-8366.840	-5348.162	
UL008	-7522.186	5000.583	-7518.446	-4995.676	
UL009	-7522.186	5000.583	-7518.446	-4995.676	
UL010	-8066.153	5353.067	-6368.741	-4242.688	
UL011	-8066.153	5353.067	-6368.741	-4242.688	
UL012	-6372.489	4247.599	-8062.415	-5348.162	
UL013	-6372.489	4247.599	-8062.415	-5348.162	
UL014	-5613.647	4022.741	-6449.134	-4018.019	
UL015	-5613.647	4022.741	-6449.134	-4018.019	
UL016	-6940.155	4808.253	-7521.991	-4803.535	
UL017	-6940.155	4808.253	-7521.991	-4803.535	
UL018	-7463.201	5147.180	-6416.505	-4079.507	
UL019	-7463.201	5147.180	-6416.505	-4079.507	
UL020	-5834.677	4084.230	-8045.038	-5142.464	
UL021	-5834.677	4084.230	-8045.038	-5142.464	
UL022	-4826.554	3218.193	-4823.671	-3214.415	
UL023	-7522.186	5000.583	-7518.446	-4995.676	
UL024	-8066.153	5353.067	-6368.741	-4242.688	
UL025	-6372.489	4247.599	-8062.415	-5348.162	
UL026	-5389.101	3861.832	-6191.169	-3857.298	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재9, 절점9)		중앙부		좌측 (부재18, 절점19)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-6568.554	-5947.876	7991.608	-8.475	-6559.885	5949.515	
UL002	-7351.074	-5821.921	7169.029	-22.426	-4859.542	5007.270	
UL003	-4875.790	-5005.552	7159.006	12.064	-7350.609	5823.640	
UL004	-2768.640	-3884.328	6833.565	400.691	-7171.408	5218.987	
UL005	-4547.823	-4967.561	7650.734	162.178	-7323.468	5825.195	
UL006	-5020.974	-4891.403	6988.992	72.006	-6295.354	5255.466	
UL007	-3524.291	-4397.784	7240.198	252.399	-7801.580	5749.085	
UL008	-6725.482	-5395.365	6446.955	-8.281	-6718.348	5397.392	
UL009	-5145.436	-5395.749	8028.512	-8.666	-5135.254	5397.007	
UL010	-7198.634	-5319.206	5933.515	-30.864	-5690.234	4827.662	
UL011	-5618.587	-5319.591	7515.211	-31.248	-4107.139	4827.277	
UL012	-5701.950	-4825.587	5928.774	17.603	-7196.460	5321.281	
UL013	-4121.904	-4825.972	7510.198	17.219	-5613.366	5320.896	
UL014	-3421.792	-3734.746	5810.627	385.465	-7656.687	5018.442	
UL015	-1902.516	-3735.116	7330.843	385.095	-6134.481	5018.072	
UL016	-5132.544	-4776.316	6596.367	156.126	-7802.900	5601.334	
UL017	-3613.269	-4776.686	8116.583	155.756	-6280.693	5600.964	
UL018	-5587.498	-4703.087	5960.077	69.421	-6814.328	5053.517	
UL019	-4068.222	-4703.457	7480.293	69.052	-5292.122	5053.148	
UL020	-4148.379	-4228.453	6201.621	242.876	-8262.623	5528.151	
UL021	-2629.104	-4228.823	7721.837	242.506	-6740.416	5527.781	
UL022	-3820.920	-3500.642	4680.575	-6.516	-3814.273	3501.908	
UL023	-5935.459	-5395.557	7237.733	-8.473	-5926.801	5397.199	
UL024	-6408.610	-5319.398	6724.363	-31.056	-4898.687	4827.470	
UL025	-4911.927	-4825.780	6719.486	17.411	-6404.913	5321.089	
UL026	-2555.668	-3585.534	6307.906	369.869	-6619.761	4817.527	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점12)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-55.054	2610.997	-238.132	5300.904	7601.989	-5496.231
UL002	-55.054	2996.056	-265.086	5883.859	6507.606	-5370.276
UL003	-55.054	2079.857	-200.952	4055.585	6961.558	-4553.907
UL004	163.109	2026.975	239.076	3949.824	6510.722	-3432.683
UL005	97.158	2380.105	82.455	4766.756	7347.673	-4515.916
UL006	97.158	2612.931	-86.055	5119.240	6685.953	-4439.758
UL007	97.158	2058.950	104.935	4013.772	6960.436	-3946.139
UL008	-55.054	2380.105	-221.970	4766.756	6077.044	-4943.720
UL009	-55.054	2380.105	-221.970	4766.756	7658.042	-4944.104
UL010	-55.054	2612.931	-238.267	5119.240	5415.324	-4867.561
UL011	-55.054	2612.931	-238.267	5119.240	6996.322	-4867.946
UL012	-55.054	2058.950	-199.489	4013.772	5689.807	-4373.942
UL013	-55.054	2058.950	-199.489	4013.772	7270.805	-4374.327
UL014	156.836	1949.015	229.881	3797.908	5500.214	-3300.472
UL015	156.836	1949.015	229.881	3797.908	7020.405	-3300.842
UL016	93.421	2288.562	79.283	4583.419	6304.975	-4342.042
UL017	93.421	2288.562	79.283	4583.419	7825.166	-4342.412
UL018	93.421	2512.433	-82.746	4922.347	5668.706	-4268.813
UL019	93.421	2512.433	-82.746	4922.347	7188.897	-4269.183
UL020	93.421	1979.760	100.899	3859.397	5932.632	-3794.179
UL021	93.421	1979.760	100.899	3859.397	7452.822	-3794.549
UL022	-42.349	1559.212	-151.731	3038.326	4418.671	-3153.223
UL023	-55.054	2380.105	-221.970	4766.756	6867.543	-4943.912
UL024	-55.054	2612.931	-238.267	5119.240	6205.823	-4867.754
UL025	-55.054	2058.950	-199.489	4013.772	6480.306	-4374.135
UL026	150.562	1871.054	220.686	3645.992	6009.897	-3168.631

구 분	S4(절점13)		S5(절점15)		S6(절점16)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	7801.797	-2889.362	7807.379	2885.428	7607.842	5492.297
UL002	6707.377	-2888.825	7136.195	2327.053	6975.186	4550.052
UL003	7122.834	-2330.907	6704.956	2884.971	6505.450	5366.422
UL004	6833.565	-1510.673	5165.755	2839.759	5187.532	4761.769
UL005	7650.734	-2179.805	6593.872	3031.866	6536.442	5367.977
UL006	6988.992	-2179.481	6188.040	2694.244	6153.906	4798.247
UL007	7240.198	-1842.135	5927.290	3031.590	5869.880	5291.866
UL008	6257.411	-2607.609	6262.444	2604.063	6082.321	4940.173
UL009	7838.436	-2607.994	7844.560	2603.678	7664.463	4939.789
UL010	5595.669	-2607.285	5856.611	2266.440	5699.784	4370.444
UL011	7176.694	-2607.669	7438.727	2266.056	7281.927	4370.059
UL012	5846.875	-2269.939	5595.862	2603.786	5415.758	4864.063
UL013	7427.900	-2270.323	7177.978	2603.402	6997.901	4863.678
UL014	5810.627	-1452.385	4206.439	2730.722	4227.366	4578.809
UL015	7330.843	-1452.755	5727.705	2730.353	5748.657	4578.439
UL016	6596.367	-2095.782	5579.629	2915.441	5524.395	5161.701
UL017	8116.583	-2096.152	7100.894	2915.071	7045.686	5161.332
UL018	5960.077	-2095.470	5189.405	2590.804	5156.572	4613.884
UL019	7480.293	-2095.840	6710.671	2590.434	6677.863	4613.515
UL020	6201.621	-1771.099	4938.685	2915.175	4883.470	5088.518
UL021	7721.837	-1771.469	6459.950	2914.805	6404.761	5088.148
UL022	4534.570	-1674.753	4538.856	1671.733	4423.166	3150.202
UL023	7047.924	-2607.801	7053.502	2603.870	6873.392	4939.981
UL024	6386.182	-2607.477	6647.669	2266.248	6490.856	4370.252
UL025	6637.388	-2270.131	6386.920	2603.594	6206.830	4863.870
UL026	6307.906	-1394.467	4768.389	2621.316	4788.491	4395.479

구 분	S7(절점26)		S8(절점27)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-237.852	-5300.253	-54.814	-2610.447
UL002	-200.672	-4054.926	-54.814	-2079.306
UL003	-264.806	-5883.211	-54.814	-2995.505
UL004	-633.297	-3949.165	-272.977	-2026.425
UL005	-526.114	-4766.102	-207.026	-2379.554
UL006	-503.633	-4013.113	-207.026	-2058.400
UL007	-542.411	-5118.588	-207.026	-2612.380
UL008	-221.689	-4766.102	-54.814	-2379.554
UL009	-221.689	-4766.102	-54.814	-2379.554
UL010	-199.209	-4013.113	-54.814	-2058.400
UL011	-199.209	-4013.113	-54.814	-2058.400
UL012	-237.987	-5118.588	-54.814	-2612.380
UL013	-237.987	-5118.588	-54.814	-2612.380
UL014	-608.940	-3797.274	-262.478	-1948.485
UL015	-608.940	-3797.274	-262.478	-1948.485
UL016	-505.878	-4582.790	-199.063	-2288.033
UL017	-505.878	-4582.790	-199.063	-2288.033
UL018	-484.262	-3858.763	-199.063	-1979.230
UL019	-484.262	-3858.763	-199.063	-1979.230
UL020	-521.549	-4921.719	-199.063	-2511.904
UL021	-521.549	-4921.719	-199.063	-2511.904
UL022	-151.516	-3037.819	-42.164	-1558.788
UL023	-221.689	-4766.102	-54.814	-2379.554
UL024	-199.209	-4013.113	-54.814	-2058.400
UL025	-237.987	-5118.588	-54.814	-2612.380
UL026	-584.582	-3645.383	-251.979	-1870.546

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 5)

1) 내민길이의 산정

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

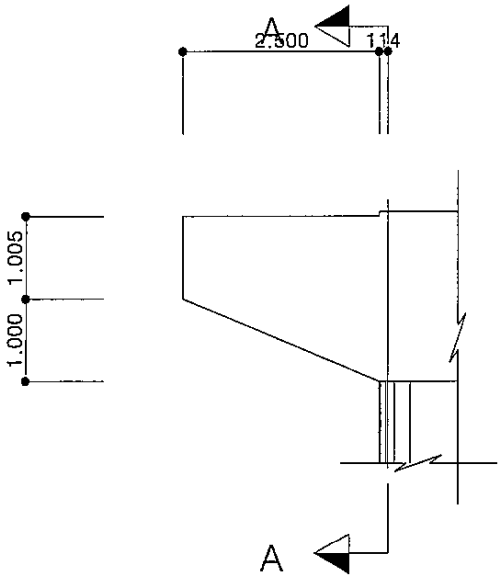
① 기둥의 단면적

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

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 = 6117.686 kN - "ULO-02"

Mu = 9237.605 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 9237.605 / 6117.686 = 1.510 m

d = 2.000 - 0.150 = 1.850 m

a/d = 1.510 / 1.850 = 0.816 ≤ 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)
2700.0	2000.0	1850.0	100.0	1446.7	6117.7

a = 1509.984 mm, d = 1850.011 mm

a / d (= 0.816) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1446.687 mm ≥ 0.5 x 1850.011 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 6117.686 kN

Nuc = 0.20 x 6117.686 = 1223.537 kN

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

= 9237.605 + 1223.537 x (2.000 - 1.850)

= 9421.136 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 2700.000 x 1850.011 = 26973.160 kN

≤ 5.6 x 2700.000 x 1850.011 = 27972.166 kN

ΦVn_max = 0.80 x 26973.160 = 21578.528 kN ≥ Vu (=6117.686 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)

= 6117686.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 13655.549 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 9237.605 + 1223.537 x (2.000 - 1.850) = 9421.136 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.

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

= 16413.369 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 6117.686 = 1223.537 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 3823.554 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 20236.922 ㎟

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

= 0.04 x (27 / 400) x 2700.000 x 1850.011

= 13486.580 ㎟

Use As = 21281.400 ㎟ (철근도심 150.00 ㎜)

1단 : H25-11.0EA + H25-10.0EA , d1 = 100.00 ㎜

2단 : H25-11.0EA + H25-10.0EA , d2 = 200.00 ㎜

Use As ≥ 20236.922 ㎟ , 13486.580 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (20236.922 - 3823.554)

= 8206.684 ㎟

사용철근량 (1단) : H25 - 6.0 EA = 3040.200 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1850.01 = 1233.34 ㎜구간에 5.0 단 설치

▶ 사용철근량(5.0단) : H25 - 30.00 EA = 15201.000 ㎟ ≥ 8206.684 ㎟ ∴ 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 = 1.5 < 2d(=3.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.755 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 5998.259 kN - "ULO-02

부재번호 : 3 (I단 : 절점3, J단 : 절점4) 부재길이(L) : 1.384 m

Vui = 5883.859 kN (I단), Vuj = 6097.239 kN (J단)

검토위치(Lc) = 1.859 m (두부보 좌측단에서의 거리)

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

= 5883.859 + (6097.239 - 5883.859)/1.384 x (1.859 - 1.117)

= 5998.259 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.00	3019.97	1850.01	5998.26	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 2700.00 x 1850.01

= 17303.290 kN ≥ Vu(= 5998.259 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 2700.00 x 1850.01 = 3460.658 kN

< Vu (= 5998.259 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8999.046 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8999.046 + 4325.823)

= 10659.894 kN ≥ Vu(= 5998.259 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 = 1.005 x 2.614 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 32.808 kN

w2 = 1.000 x (2.614-0.114) / 2 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 15.609 kN

w3 = 1.000 x (2.614-2.500) x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 1.424 kN

Vc = 32.808 + 15.609 + 1.424 = 49.841 kN

Mc = 32.808 x 1.307 + 15.609 x 0.947 + 1.424 x 0.057 = 57.749 kN.m

Vu = 286.540 x sin 86.00 + 322.910 x cos 86.00 +
286.540 x sin 86.00 + 322.910 x cos 86.00 +
49.841(Vc)
= 666.575 kN

Mu = 286.540 x sin 86.00 x 1.567 + 322.910 x cos 86.00 x 1.567 +
286.540 x sin 86.00 x 1.497 + 322.910 x cos 86.00 x 1.497 +
57.749(Mc)
= 1002.403 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)
2000.01	2700.00	2600.00	100.00	1002.40	666.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.011 = 45900.252 x a

T = C 이므로, a = 52.988 mm, c = 52.988 / β1 = 52.988 / 0.85 = 62.339 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2600.00 - 62.339) / 62.339 = 0.12212

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1136.103 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.352]

1단 : H25 - 12.0 EA (= 6080.4 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 = 0.00117

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) = 52.988 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (2600.00 - a/2) = 5320.302 kN.m

≥ Mu (= 1002.403 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2000.01 x 2600.00 = 3602.685 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 666.575 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6204.733 x 1000000 / [21281.400 x (1850.011 - 400.006/3)]

= 169.838 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1850.0/(7x21281.400)]

= 400.006 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 169.84) - 2.5 x 87.50 = 244.93 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 169.84) = 370.94 mm

Sa는 작은 값인 244.93 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 244.93 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1002.403 x 1000000 / [6080.400 x (2600.000 - 312.059/3)]

= 66.049 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6080.400/2000.0 + 7x6080.400/2000.0 x √[(1 + 2x2000.0x2600.0/(7x6080.400)]

= 312.059 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 12.0 EA (= 6080.4 mm²)

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 / 66.05) - 2.5 x 87.50 = 973.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.05) = 953.83 mm

Sa는 작은 값인 953.83 mm 를 적용

S = 2000.01 / 12.0 EA = 166.67 ≤ Sa (= 953.83 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 23)

1) 내민길이의 산정

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

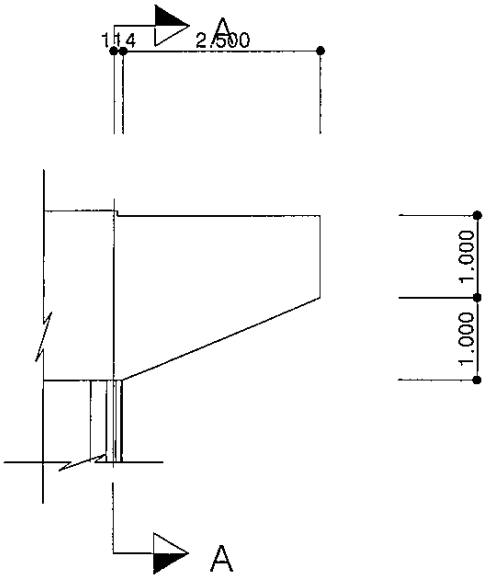
① 기둥의 단면적

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

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 = 6112.785 kN - "ULO-03"

Mu = 9233.874 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 9233.874 / 6112.785 = 1.511 m

d = 2.000 - 0.150 = 1.850 m

a/d = 1.511 / 1.850 = 0.817 ≤ 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)
2700.0	2000.0	1850.0	100.0	1441.4	6112.8

a = 1510.584 mm, d = 1850.011 mm

a / d (= 0.817) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 1441.377 mm ≥ 0.5 x 1850.011 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 6112.785 kN

Nuc = 0.20 x 6112.785 = 1222.557 kN

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

= 9233.874 + 1222.557 x (2.000 - 1.850)

= 9417.258 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 2700.000 x 1850.011 = 26973.160 kN

≤ 5.6 x 2700.000 x 1850.011 = 27972.166 kN

ΦVn_max = 0.80 x 26973.160 = 21578.528 kN ≥ Vu (=6112.785 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)

= 6112785.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 13644.609 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 9233.874 + 1222.557 x (2.000 - 1.850) = 9417.258 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.

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

= 16406.394 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 6112.785 = 1222.557 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 3820.491 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 20226.884 mm²

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

= 0.04 x (27 / 400) x 2700.000 x 1850.011

= 13486.580 mm²

Use As = 21281.400 mm² (철근도심 150.00 mm)

1단 : H25-11.0EA + H25-10.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H25-11.0EA + H25-10.0EA , d2 = 200.00 mm

Use As ≥ 20226.884 mm² , 13486.580 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (20226.884 - 3820.491)

= 8203.197 mm²

사용철근량 (1단) : H25 - 6.0 EA = 3040.200 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1850.01 = 1233.34 mm구간에 5.0 단 설치

▶ 사용철근량(5.0단) : H25 - 30.00 EA = 15201.000 mm² ≥ 8203.197 mm² ∴ 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 = 1.5 < 2d(=3.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 0.755 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 5995.384 kN - "ULO-03

부재번호 : 25 (I단 : 절점25, J단 : 절점26) 부재길이(L) : 1.383 m

Vui = -6092.371 kN (I단), Vuj = -5883.211 kN (J단)

검토위치(Lc) = 14.841 m (두부보 좌측단에서의 거리)

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

= -6092.371 + (-5883.211 - -6092.371)/1.383 x (14.841 - 14.200)

= -5995.384 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.00	3021.17	1850.01	5995.38	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 2700.00 x 1850.01

= 17303.290 kN ≥ Vu(= 5995.384 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 2700.00 x 1850.01 = 3460.658 kN

< Vu (= 5995.384 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8999.046 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8999.046 + 4325.823)

= 10659.894 kN ≥ Vu(= 5995.384 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 = 1.005 x 2.614 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 32.808 kN

w2 = 1.000 x (2.614-0.114) / 2 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 15.609 kN

w3 = 1.000 x (2.614-2.500) x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 1.424 kN

Vc = 32.808 + 15.609 + 1.424 = 49.841 kN

Mc = 32.808 x 1.307 + 15.609 x 0.947 + 1.424 x 0.057 = 57.749 kN.m

Vu = 286.540 x sin 86.00 + 322.910 x cos 86.00 +
286.540 x sin 86.00 + 322.910 x cos 86.00 +
49.841(Vc)
= 666.575 kN

Mu = 286.540 x sin 86.00 x 1.497 + 322.910 x cos 86.00 x 1.497 +
286.540 x sin 86.00 x 1.567 + 322.910 x cos 86.00 x 1.567 +
57.749(Mc)
= 1002.403 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)
2000.01	2700.00	2600.00	100.00	1002.40	666.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.011 = 45900.252 x a

T = C 이므로, a = 52.988 mm, c = 52.988 / β1 = 52.988 / 0.85 = 62.339 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2600.00 - 62.339) / 62.339 = 0.12212

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1136.103 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.352]

1단 : H25 - 12.0 EA (= 6080.4 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 = 0.00117

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) = 52.988 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (2600.00 - a/2) = 5320.302 kN.m

≥ Mu (= 1002.403 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2000.01 x 2600.00 = 3602.685 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 666.575 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6436.030 x 1000000 / [21281.400 x (1850.011 - 400.006/3)]

= 176.169 MPa

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

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1850.0/(7x21281.400)]

= 400.006 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 176.17) - 2.5 x 87.50 = 228.26 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.17) = 357.61 mm

Sa는 작은 값인 228.26 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 228.26 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1002.403 x 1000000 / [6080.400 x (2600.000 - 312.059/3)]

= 66.049 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6080.400/2000.0 + 7x6080.400/2000.0 x √[(1 + 2x2000.0x2600.0/(7x6080.400)]

= 312.059 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 12.0 EA (= 6080.4 mm²)

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 / 66.05) - 2.5 x 87.50 = 973.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.05) = 953.83 mm

Sa는 작은 값인 953.83 mm 를 적용

S = 2000.01 / 12.0 EA = 166.67 ≤ Sa (= 953.83 mm) ∴ O.K

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

: 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)]

cD = √(π x 2.000² / 4) = 1.772 m : 정사각형 치환단면의 한변길이

Ln = 9.700 - 1.772 = 7.928 m

d = 1.000 + 1.005 - 0.100 = 1.905 m

Ln/d = 7.928 / 1.905 = 4.161 ≥ 4 ∴ 일반 보로 전단설계

2) 좌측 지점부 : UL-02, UL-01(부재 9)

* 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)
2700.00	2062.07	1912.07	100.00	7351.07	5947.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 21281.400 x 400.00 = 8512560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 137.377 mm, c = 137.377 / β1 = 137.377 / 0.85 = 161.620 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1962.07 - 161.620) / 161.620 = 0.03342

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11532.045 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.845]

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 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 = 0.00412

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.377 mm

ΦMn = 0.85 x 21281.400 x 400 x (1912.07 - a/2) = 13338.090 kN.m

≥ Mu (= 7351.074 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.814]

* 전단에 대한 검토 (d = 1912.07 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1912.07 = 3576.741 kN

< Vu (= 5947.876 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (5947.876-3576.741) x 250.00 / (400x1912.07xΦ) x 1000 = 968.820 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_min = 590.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 1912.07 / 250.00 x 1000 = 9300.906 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 1912.07 / 1000 = 17883.705 kN ≥ 9300.906 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4470.926 + 9300.906) = 11017.466 kN ≥ 5947.876 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5537.411 x 1000000 / [21281.400 x (1912.067 - 407.467/3)]

= 146.489 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1912.1/(7x21281.400)]

= 407.467 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 146.49) - 2.5 x 87.50 = 318.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 146.49) = 430.07 mm

Sa는 작은 값인 318.83 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 318.83 mm) ∴ O.K

3) 중앙부 : UL-17, UL-04(부재 13)

* 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)
2700.00	2118.04	1968.04	100.00	8116.58	400.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 21281.400 x 400.00 = 8512560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 137.377 mm, c = 137.377 / β1 = 137.377 / 0.85 = 161.620 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2018.04 - 161.620) / 161.620 = 0.03446

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 12381.409 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.719]

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 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 = 0.00401

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.377 mm

ΦMn = 0.85 x 21281.400 x 400 x (1968.04 - a/2) = 13743.085 kN.m

≥ Mu (= 8116.583 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.693]

* 전단에 대한 검토 (d = 1968.04 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1968.04 = 3681.443 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 400.691 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6493.267 x 1000000 / [21281.400 x (1968.039 - 414.095/3)]

= 166.729 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1968.0/(7x21281.400)]

= 414.095 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 166.73) - 2.5 x 87.50 = 253.57 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 166.73) = 377.86 mm

Sa는 작은 값인 253.57 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 253.57 mm) ∴ O.K

4) 우측 지점부 : UL-20, UL-01(부재 18)

* 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)
2700.00	2059.03	1909.03	100.00	8262.62	5949.52

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 21281.400 x 400.00 = 8512560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 137.377 mm, c = 137.377 / β1 = 137.377 / 0.85 = 161.620 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1959.02 - 161.620) / 161.620 = 0.03336

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 13016.425 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.635]

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 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 = 0.00413

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.377 mm

ΦMn = 0.85 x 21281.400 x 400 x (1909.02 - a/2) = 13316.079 kN.m

≥ Mu (= 8262.623 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.612]

* 전단에 대한 검토 (d = 1909.02 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1909.02 = 3571.051 kN

< Vu (= 5949.515 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (5949.515-3571.051) x 250.00 / (400x1909.02xΦ) x 1000 = 973.364 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_min = 590.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 1909.02 / 250.00 x 1000 = 9286.108 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 1909.02 / 1000 = 17855.253 kN ≥ 9286.108 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4463.813 + 9286.108) = 10999.937 kN ≥ 5949.515 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6610.098 x 1000000 / [21281.400 x (1909.025 - 407.104/3)]

= 175.154 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1909.0/(7x21281.400)]

= 407.104 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 175.15) - 2.5 x 87.50 = 230.85 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 175.15) = 359.68 mm

Sa는 작은 값인 230.85 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 230.85 mm) ∴ O.K

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(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 = 0.018 (55.05/2996.06) < 2d(=2.648) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.00	3019.97	1273.88	2996.06	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 2700.00 x 1273.88

= 11914.694 kN ≥ Vu(= 2996.056 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 2700.00 x 1273.88 = 2382.939 kN

< Vu (= 2996.056 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6196.560 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6196.560 + 2978.674)

= 7340.187 kN ≥ Vu(= 2996.056 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.737 x 1000000 / [21281.400 x (1273.880 - 323.791/3)]

= 3.012 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1273.9/(7x21281.400)]

= 323.791 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 3.01) - 2.5 x 87.50 = 25926.66 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.01) = 20916.33 mm

Sa는 작은 값인 20916.33 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 20916.33 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침7) : UL0-02(절점 3)

: 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 = 0.045 (265.09/5883.86) < 2d(=2.704) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.00	3019.97	1301.88	5883.86	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 2700.00 x 1301.88

= 12176.580 kN ≥ Vu(= 5883.859 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 2700.00 x 1301.88 = 2435.316 kN

< Vu (= 5883.859 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6332.761 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6332.761 + 3044.145)

= 7501.525 kN ≥ Vu(= 5883.859 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 183.283 x 1000000 / [21281.400 x (1301.880 - 327.846/3)]

= 7.221 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1301.9/(7x21281.400)]

= 327.846 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 7.22) - 2.5 x 87.50 = 10686.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 7.22) = 8723.96 mm

Sa는 작은 값인 8723.96 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 8723.96 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침3) : ULO-01(절점 12)

* 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)
2700.00	2119.05	1969.05	100.00	7601.99	5496.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 21281.400 x 400.00 = 8512560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 137.377 mm, c = 137.377 / β1 = 137.377 / 0.85 = 161.620 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2019.05 - 161.620) / 161.620 = 0.03448

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 11574.706 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.839]

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 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 = 0.00400

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.377 mm

ΦMn = 0.85 x 21281.400 x 400 x (1969.05 - a/2) = 13750.422 kN.m

≥ Mu (= 7601.989 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.809]

* 전단에 대한 검토 (d = 1969.05 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1969.05 = 3683.340 kN

< Vu (= 5496.231 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (5496.231-3683.340) x 250.00 / (400x1969.05xΦ) x 1000 = 719.291 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_min = 590.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 1969.05 / 250.00 x 1000 = 9578.104 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 1969.05 / 1000 = 18416.699 kN ≥ 9578.104 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4604.175 + 9578.104) = 11345.823 kN ≥ 5496.231 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5890.802 x 1000000 / [21281.400 x (1969.053 - 414.214/3)]

= 151.179 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1969.1/(7x21281.400)]

= 414.214 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 151.18) - 2.5 x 87.50 = 302.16 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 151.18) = 416.73 mm

Sa는 작은 값인 302.16 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 302.16 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침9) : ULO-01(절점 13)

* 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)
2700.00	2119.05	1969.05	100.00	7801.80	2889.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 21281.400 x 400.00 = 8512560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 137.377 mm, c = 137.377 / β1 = 137.377 / 0.85 = 161.620 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2019.05 - 161.620) / 161.620 = 0.03448

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11885.095 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.791]

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 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 = 0.00400

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.377 mm

ΦMn = 0.85 x 21281.400 x 400 x (1969.05 - a/2) = 13750.422 kN.m

≥ Mu (= 7801.797 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.762]

* 전단에 대한 검토 (d = 1969.05 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1969.05 = 3683.340 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2889.362 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_req = 590.625 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H25 - 6.0 EA = 3040.200 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6029.566 x 1000000 / [21281.400 x (1969.053 - 414.214/3)]
= 154.740 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1969.1/(7x21281.400)]
= 414.214 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)
2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 154.74) - 2.5 x 87.50 = 290.17 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.74) = 407.14 mm
Sa는 작은 값인 290.17 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 290.17 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침4) : ULO-05(절점 15)

* 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)
2700.00	2118.04	1968.04	100.00	6593.87	3031.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 21281.400 x 400.00 = 8512560.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a
T = C 이므로, a = 137.377 mm, c = 137.377 / β1 = 137.377 / 0.85 = 161.620 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2018.04 - 161.620) / 161.620 = 0.03446
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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 10018.973 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.124]
1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)
2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 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 = 0.00401

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.377 mm

ΦMn = 0.85 x 21281.400 x 400 x (1968.04 - a/2) = 13743.085 kN.m

≥ Mu (= 6593.872 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.084]

* 전단에 대한 검토 (d = 1968.04 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1968.04 = 3681.443 kN

ΦVc/2 < Vu (= 3031.866 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_req = 590.625 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H25 - 6.0 EA = 3040.200 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4463.703 x 1000000 / [21281.400 x (1968.039 - 414.095/3)]

= 114.615 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1968.0/(7x21281.400)]

= 414.095 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 114.62) - 2.5 x 87.50 = 468.33 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 114.62) = 549.67 mm

Sa는 작은 값인 468.33 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 468.33 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침10) : ULO-01(절점 16)

* 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)
2700.00	2118.04	1968.04	100.00	7607.84	5492.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 21281.400 x 400.00 = 8512560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 137.377 mm, c = 137.377 / β1 = 137.377 / 0.85 = 161.620 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2018.04 - 161.620) / 161.620 = 0.03446

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11589.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.836]

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 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 = 0.00401

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.377 mm

ΦMn = 0.85 x 21281.400 x 400 x (1968.04 - a/2) = 13743.085 kN.m

≥ Mu (= 7607.842 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.806]

* 전단에 대한 검토 (d = 1968.04 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1968.04 = 3681.443 kN

< Vu (= 5492.297 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (5492.297-3681.443) x 250.00 / (400x1968.04xΦ) x 1000 = 718.852 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_min = 590.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3040.200 mm² (H25-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3040.200 x 400.0 x 1968.04 / 250.00 x 1000 = 9573.171 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 1968.04 / 1000 = 18407.215 kN ≥ 9573.171 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4601.804 + 9573.171) = 11339.980 kN ≥ 5492.297 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4419.516 x 1000000 / [21281.400 x (1968.039 - 414.095/3)]

= 113.481 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1968.0/(7x21281.400)]

= 414.095 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 113.48) - 2.5 x 87.50 = 475.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 113.48) = 555.16 mm

Sa는 작은 값인 475.20 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 475.20 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침6) : UL0-03(절점 26)

: 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 = 0.045 (264.81/5883.21) < 2d(=2.694) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.00	3021.17	1296.81	5883.21	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 2700.00 x 1296.81

= 12129.170 kN ≥ Vu(= 5883.211 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 2700.00 x 1296.81 = 2425.834 kN

< Vu (= 5883.211 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6308.104 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6308.104 + 3032.292)

= 7472.317 kN ≥ Vu(= 5883.211 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 417.240 x 1000000 / [21281.400 x (1296.811 - 327.115/3)]

= 16.506 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1296.8/(7x21281.400)]

= 327.115 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 16.51) - 2.5 x 87.50 = 4552.13 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 16.51) = 3816.71 mm

Sa는 작은 값인 3816.71 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 3816.71 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침12) : ULO-03(절점 27)

: 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 = 0.018 (54.81/2995.51) < 2d(=2.638) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.00	3021.17	1268.81	2995.51	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 2700.00 x 1268.81

= 11867.284 kN ≥ Vu(= 2995.505 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 2700.00 x 1268.81 = 2373.457 kN

< Vu (= 2995.505 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H25 - 6.0 EA (=3040.200 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6171.903 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6171.903 + 2966.821)

= 7310.979 kN ≥ Vu(= 2995.505 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 159.251 x 1000000 / [21281.400 x (1268.811 - 323.052/3)]

= 6.445 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21281.400/2700.0 + 7x21281.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1268.8/(7x21281.400)]

= 323.052 mm

사용철근량 = 21281.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

2단 : H25 - 21.0 EA (= 10640.7 mm²)

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 / 6.44) - 2.5 x 87.50 = 12000.64 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 6.44) = 9775.51 mm

Sa는 작은 값인 9775.51 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 9775.51 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계(기둥1)

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
UL002	-13774.149	-18561.868	311.022	621.857	135.396	-0.00044	축력최대
UL015	-13244.374	-12603.687	1019.222	2336.188	-499.917	0.00171	모멘트최대
UL022	-10595.499	-10595.499	6821.093	7290.113	2130.890	0.00686	탄성설계
UL022	-10595.499	-10595.499	2076.455	2776.625	2130.890	0.00686	소성설계
UE015	-10065.724	-9425.038	1175.187	2424.947	-535.435	0.00171	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	0.011	0.060	O.K	47731.934	18561.868	621.860	2.572	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	46987.223	12603.687	2336.190	3.728	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	31639.409	10595.499	7290.110	2.986	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	42378.562	9425.038	2424.950	4.496	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 28, UL002)

㉮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	1888.864	18561.868	621.860	33.502

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 18561.868 x -0.00044 / (135.396 x 8.390)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 6.890 / 0.500

= 16.536 ≤ 27.998 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=311.022 , M2=621.857)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.500) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.890 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1229914.392 mm²

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 33.502 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2305.598 mm, a = k1 x c = 1959.758 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3126657.212 = 71756.783 kN

∑Csi = 9433.664 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 71756.783 + 9433.664 - 0.000 = 81190.447 kN

Mn = Cc x 984.647 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2720.801 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=33.511)| = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2305.598 mm, a = k1 x c = 1959.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2305.60) / 2305.60 = -0.00053

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

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 81190.447 kN

ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 18561.868 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.034 = 1599.116 kN.m ≥ Mu = 621.860 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 28, UL015)

㉮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	1888.864	12603.687	2336.190	185.358

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12603.687 x 0.00171 / (-499.917 x 8.390)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 6.890 / 0.500

= 16.536 ≤ 28.765 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1019.222 , M2=2336.188)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.436) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.890 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 835123.708 mm²

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 185.358 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1813.394 mm, a = k1 x c = 1541.385 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2598182.307 = 59628.284 kN

∑Csi = 7573.185 kN, ∑Tsi = 76.865 kN

Pn = 59628.284 + 7573.185 - 76.865 = 67124.604 kN

Mn = Cc x 923.241 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12441.883 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=185.355) | = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1813.394 mm, a = k1 x c = 1541.385 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1813.39) / 1813.39 = 0.00014

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 67124.604 kN

ΦPn = 0.70 x 67124.604 = 46987.223 kN ≥ Pu = 12603.687 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.185 = 8709.442 kN.m ≥ Mu = 2336.190 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 28, 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	1888.864	10595.499	7290.110	688.038

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10595.499 x 0.00686 / (2130.890 x 8.390)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 6.890 / 0.500

= 16.536 ≤ 22.772 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=6821.093 , M2=7290.113)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.936) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.890 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 702060.628 mm²

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

㉮ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 688.038 mm)

㉯ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1056.138 mm, a = k1 x c = 897.717 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1366639.679 = 31364.381 kN

∑Csi = 5036.732 kN, ∑Tsi = 4761.704 kN

Pn = 31364.381 + 5036.732 - 4761.704 = 31639.409 kN

Mn = Cc x 929.077 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21769.422 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=688.048) | = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 31639.409 kN

ΦPn = 1.00 x 31639.409 = 31639.409 kN ≥ Pu = 10595.499 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.688 = 21769.128 kN.m ≥ Mu = 7290.110 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 28, UE015)

㉮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	1888.864	9425.038	2424.950	257.288

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 9425.038 x 0.00171 / (-535.435 x 8.390)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 6.890 / 0.500

= 16.536 ≤ 28.185 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1175.187 , M2=2424.947)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.485) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.890 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 ㎟ , Ast = 34839.00 ㎟ , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 ㎟), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 624505.566 ㎟

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 257.288 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1650.263 mm, a = k1 x c = 1402.723 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2354010.967 = 54024.552 kN

∑Csi = 6993.273 kN, ∑Tsi = 477.022 kN

Pn = 54024.552 + 6993.273 - 477.022 = 60540.803 kN

Mn = Cc x 918.587 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15575.840 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=257.278) | = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1650.263 mm, a = k1 x c = 1402.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1650.26) / 1650.26 = 0.00045

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

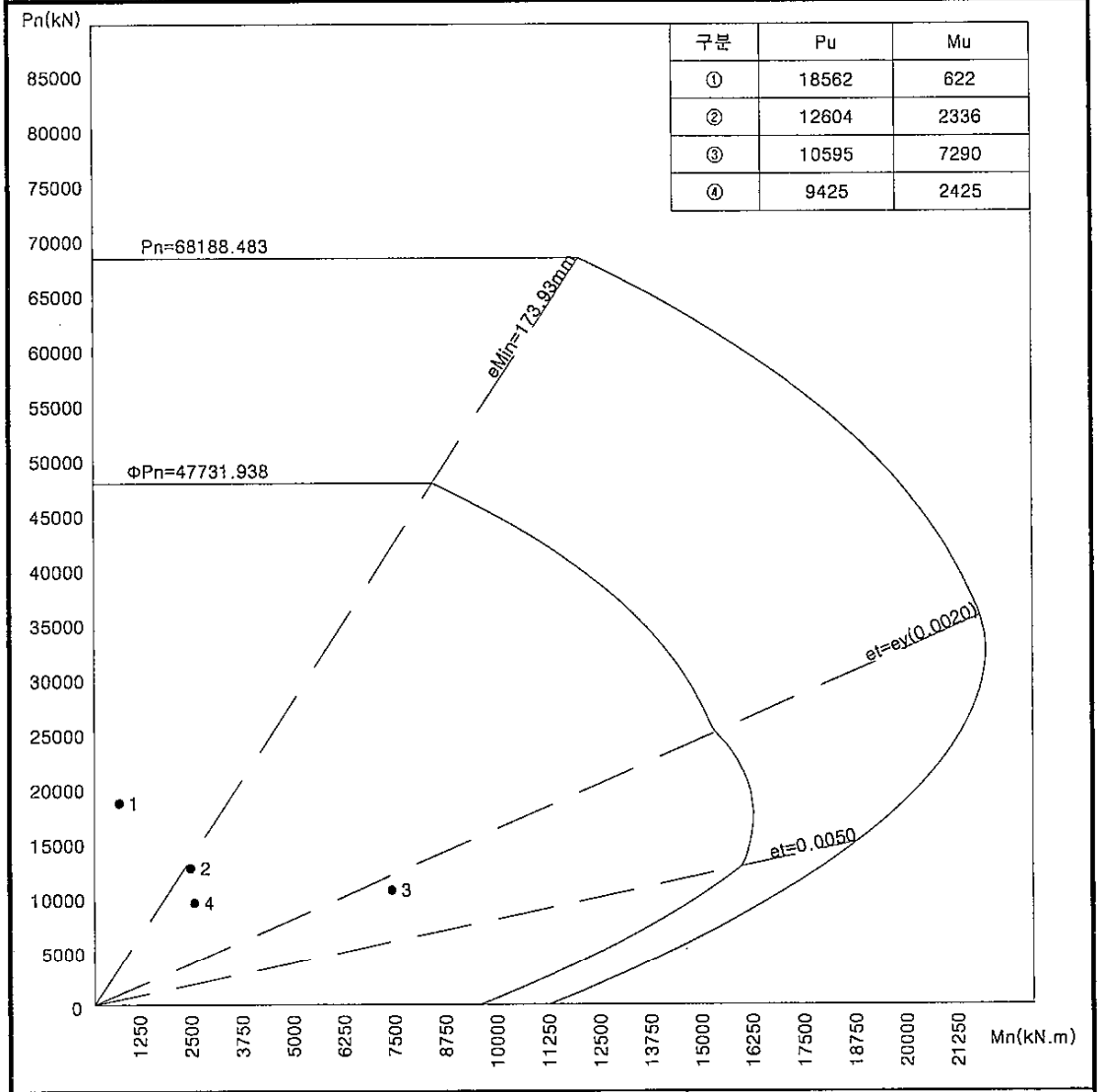
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 60540.803 kN

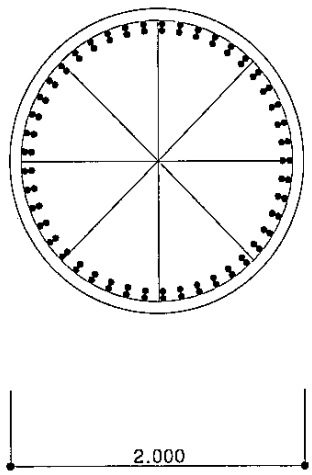
ΦPn = 0.70 x 60540.803 = 42378.562 kN ≥ Pu = 9425.038 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.257 = 10903.499 kN.m ≥ Mu = 2424.950 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	18562	622
②	12604	2336
③	10595	7290
④	9425	2425



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1888.864 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 34839.000 mm²
Puse = 0.01109
1단 : H22-45Ea
2단 : H22-45Ea

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
ULB02	-13774.149	-18561.868	4.003	10.037	0.876	-0.00001	축력최대
ULB04	-13774.149	-13774.149	85.099	612.637	90.001	0.00063	모멘트최대
ULB22	-10595.499	-10595.499	2849.441	10994.486	1791.669	0.01635	탄성설계
ULB22	-10595.499	-10595.499	954.073	3666.613	1791.669	0.01635	소성설계
UEB26	-9535.949	-9535.949	80.469	566.314	82.916	0.00059	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	0.011	0.060	O.K	47731.934	18561.868	10.284	2.572	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	47731.934	13774.149	620.078	3.465	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	18915.732	10595.499	11128.022	1.785	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	47731.934	9535.949	570.881	5.005	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 28, ULB02)

㉮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	1888.864	18561.868	10.284	0.554

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 18561.868 \times -0.00001 / (0.876 \times 8.390)$

$= 0.024$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.895 / 0.500$

$= 37.359 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.895 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.024)$

$= 1.025$

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.025 x 4.003
= 4.101 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.025 x 10.037
= 10.284 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109
- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1229914.392 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN
Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN
Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 0.554 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 5298.595 mm, a = k1 x c = 4503.806 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 3141936.858 = 72107.451 kN
∑Csi = 13081.455 kN, ∑Tsi = 0.000 kN
Pn = 72107.451 + 13081.455 - 0.000 = 85188.906 kN
Mn = Cc x 2251.903 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 47.236 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=0.554)| = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm
c = 5298.595 mm, a = k1 x c = 4503.806 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-5298.60) / 5298.60 = -0.00192
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 85188.906 kN
ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 18561.868 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.001 = 26.446 kN.m ≥ Mu = 10.284 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 28, 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	1888.864	13774.149	620.078	45.017

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13774.149 x 0.00063 / (90.001 x 8.390)

= 0.012

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.895 / 0.500

= 37.359 > 22.000 ∴ 장주

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.895 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 85.099

= 86.133 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.012 x 612.637

= 620.078 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 912678.836 mm²

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 45.017 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2245.649 mm, a = k1 x c = 1908.801 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3090553.814 = 70928.210 kN

∑Csi = 9226.027 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 70928.210 + 9226.027 - 0.000 = 80154.237 kN

Mn = Cc x 970.116 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3607.599 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=45.008) | = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2245.649 mm, a = k1 x c = 1908.801 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2245.65) / 2245.65 = -0.00046

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

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 80154.237 kN

ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 13774.149 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.045 = 2148.772 kN.m ≥ Mu = 620.078 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 28, UL822)

㉮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	1888.864	10595.499	11128.022	1050.259

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10595.499 x 0.01635 / (1791.669 x 8.390)

= 0.012

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.895 / 0.500

= 37.359 > 22.000 ∴ 장주

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.895 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 2849.441
= 2884.049 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.012 x 10994.486
= 11128.022 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109
- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 702060.628 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN
Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN
Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 1050.259 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 795.310 mm, a = k1 x c = 676.013 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 934378.174 = 21443.979 kN
∑Csi = 4133.014 kN, ∑Tsi = 6661.262 kN
Pn = 21443.979 + 4133.014 - 6661.262 = 18915.732 kN
Mn = Cc x 942.193 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19866.406 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1050.258)| = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 18915.732 kN
ΦPn = 1.00 x 18915.732 = 18915.732 kN ≥ Pu = 10595.499 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.050 = 19866.425 kN.m ≥ Mu = 11128.022 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 28, 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	1888.864	9535.949	570.881	59.866

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 9535.949 x 0.00059 / (82.916 x 8.390)

= 0.008

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.895 / 0.500

= 37.359 > 22.000 ∴ 장주

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.895 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.008)

= 1.008

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.008 x 80.469

= 81.118 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.008 x 566.314

= 570.881 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 631854.559 mm²

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 59.866 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2181.160 mm, a = k1 x c = 1853.986 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3038885.936 = 69742.432 kN

∑Csi = 9057.887 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 69742.432 + 9057.887 - 0.000 = 78800.320 kN

Mn = Cc x 957.940 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4718.039 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=59.873) | = 0.0072 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2181.160 mm, a = k1 x c = 1853.986 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2181.16) / 2181.16 = -0.00039

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

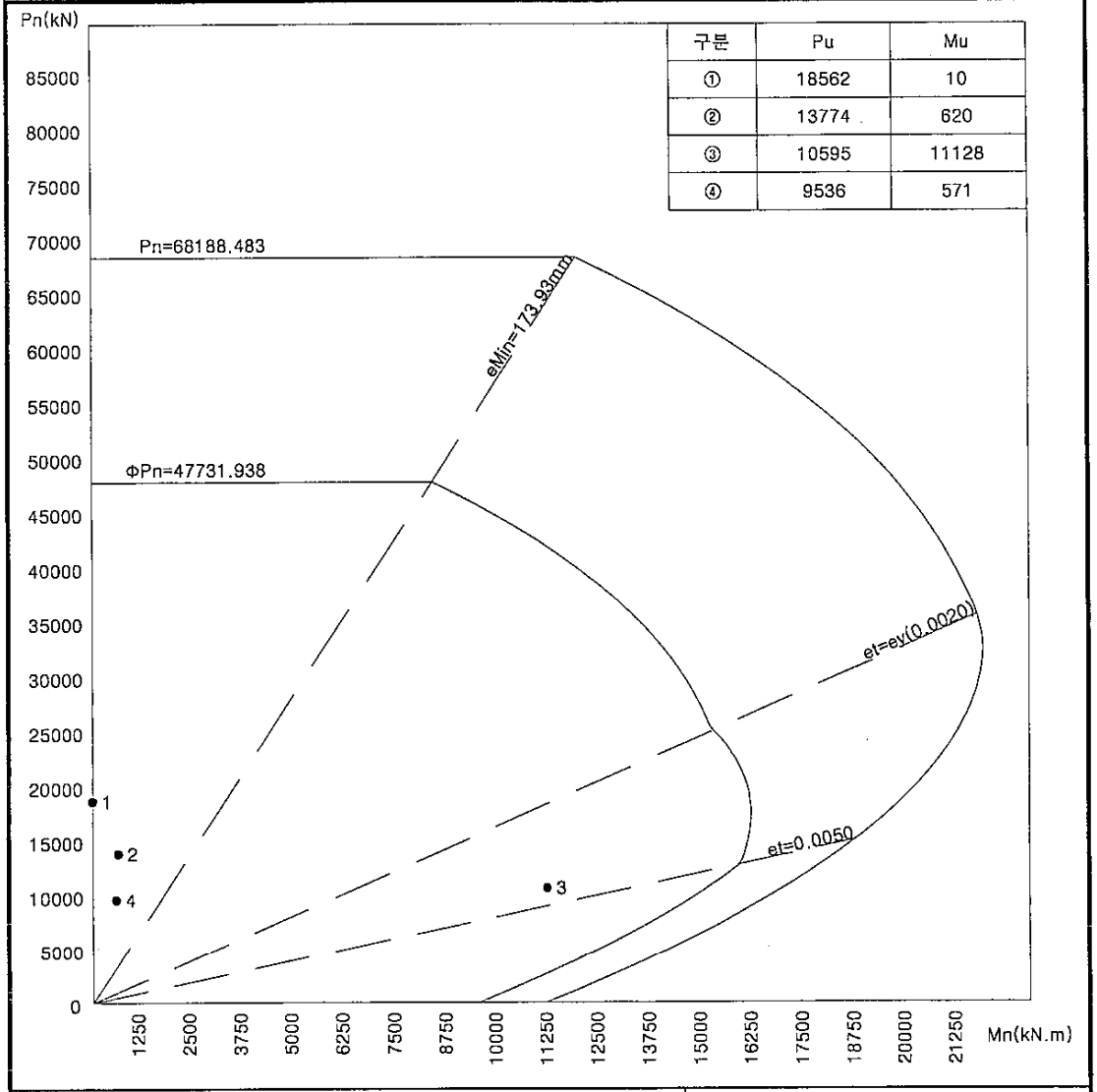
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 78800.320 kN

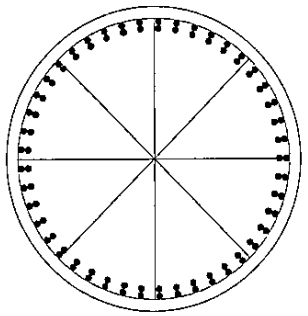
ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 9535.949 kN ∴ O.K

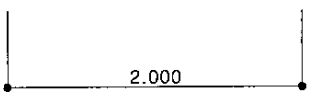
ΦMn = ΦPn x 0.060 = 2857.528 kN.m ≥ Mu = 570.881 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	18562	10
②	13774	620
③	10595	11128
④	9536	571





▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1888.864 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 34839.000 mm²
Puse = 0.01109
1단 : H22-45Ea
2단 : H22-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL02	-18561.868	4.101	621.860	621.874	축력최대
UL04	-13107.643	620.078	1518.570	1640.290	모멘트최대
UL22	-10595.499	11128.022	2175.455	11338.672	탄성설계
UL22	-10595.499	11128.022	2175.455	11338.672	소성설계
UE26	-8920.713	570.881	1490.520	1596.106	편심최대
UL15	-12603.687	595.626	2336.190	2410.924	모멘트최대
UE15	-9425.038	594.634	2424.950	2496.792	편심최대

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

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

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 2149.350 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 2149.350 x 1.012 = 2175.455 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=2149.350) : [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	0.011	0.060	O.K	47731.934	18561.868	621.874	2.572	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	47731.934	13107.643	1640.290	3.642	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	18441.447	10595.499	11338.672	1.740	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	47406.432	8920.713	1596.106	5.314	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	46601.568	12603.687	2410.924	3.697	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	41901.508	9425.038	2496.792	4.446	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 28, UL002)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.622도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	18561.868	621.874	33.503

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1229914.392 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 33.503 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2305.598 mm, a = k1 x c = 1959.758 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3126657.212 = 71756.783 kN

∑Csi = 9433.664 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 71756.783 + 9433.664 - 0.000 = 81190.447 kN

Mn = Cc x 984.647 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2720.801 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=33.511)| = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2305.598 mm, a = k1 x c = 1959.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2305.60) / 2305.60 = -0.00053

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 81190.447 kN

ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 18561.868 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.034 = 1599.151 kN.m ≥ Mu = 621.874 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 28, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=67.788도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	13107.643	1640.290	125.140

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 868515.969 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 125.140 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1970.545 mm, a = k1 x c = 1674.963 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2809870.782 = 64486.534 kN

∑Csi = 8264.964 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 64486.534 + 8264.964 - 0.000 = 72751.498 kN

Mn = Cc x 932.837 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9103.679 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=125.134) | = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1970.545 mm, a = k1 x c = 1674.963 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1970.54) / 1970.54 = -0.00011

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 72751.498 kN

ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 13107.643 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.125 = 5973.172 kN.m ≥ Mu = 1640.290 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 28, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=11.061도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	10595.499	11338.672	1070.140

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 702060.628 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 1070.140 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 785.402 mm, a = k1 x c = 667.592 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 918467.809 = 21078.836 kN

∑Csi = 4094.229 kN, ∑Tsi = 6731.618 kN

Pn = 21078.836 + 4094.229 - 6731.618 = 18441.447 kN

Mn = Cc x 942.763 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19734.956 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1070.141) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토 .

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 18441.447 kN

ΦPn = 1.00 x 18441.447 = 18441.447 kN ≥ Pu = 10595.499 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.070 = 19734.939 kN.m ≥ Mu = 11338.672 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 28, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=69.043도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	8920.713	1596.106	178.921

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 591088.855 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 178.921 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1829.030 mm, a = k1 x c = 1554.675 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2620417.458 = 60138.581 kN

∑Csi = 7639.175 kN, ∑Tsi = 54.282 kN

Pn = 60138.581 + 7639.175 - 54.282 = 67723.474 kN

Mn = Cc x 923.943 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12117.006 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=178.919) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1829.030 mm, a = k1 x c = 1554.675 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1829.03) / 1829.03 = 0.00012

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 67723.474 kN

ΦPn = 0.70 x 67723.474 = 47406.432 kN ≥ Pu = 8920.713 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.179 = 8482.023 kN.m ≥ Mu = 1596.106 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 28, UL015)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=75.697도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	12603.687	2410.924	191.287

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 835123.708 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 191.287 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1799.163 mm, a = k1 x c = 1529.289 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2577747.304 = 59159.301 kN

∑Csi = 7515.145 kN, ∑Tsi = 100.777 kN

Pn = 59159.301 + 7515.145 - 100.777 = 66573.668 kN

Mn = Cc x 922.645 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12734.789 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=191.289) | = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1799.163 mm, a = k1 x c = 1529.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1799.16) / 1799.16 = 0.00017

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 66573.668 kN

ΦPn = 0.70 x 66573.668 = 46601.568 kN ≥ Pu = 12603.687 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.191 = 8914.283 kN.m ≥ Mu = 2410.924 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 28, UE015)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=76.222도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	9425.038	2496.792	264.911

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 624505.566 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 264.911 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1634.375 mm, a = k1 x c = 1389.219 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2329207.748 = 53455.318 kN

∑Csi = 6935.310 kN, ∑Tsi = 531.331 kN

Pn = 53455.318 + 6935.310 - 531.331 = 59859.297 kN

Mn = Cc x 918.363 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15857.102 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=264.906) | = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1634.375 mm, a = k1 x c = 1389.219 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1634.37) / 1634.37 = 0.00049

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

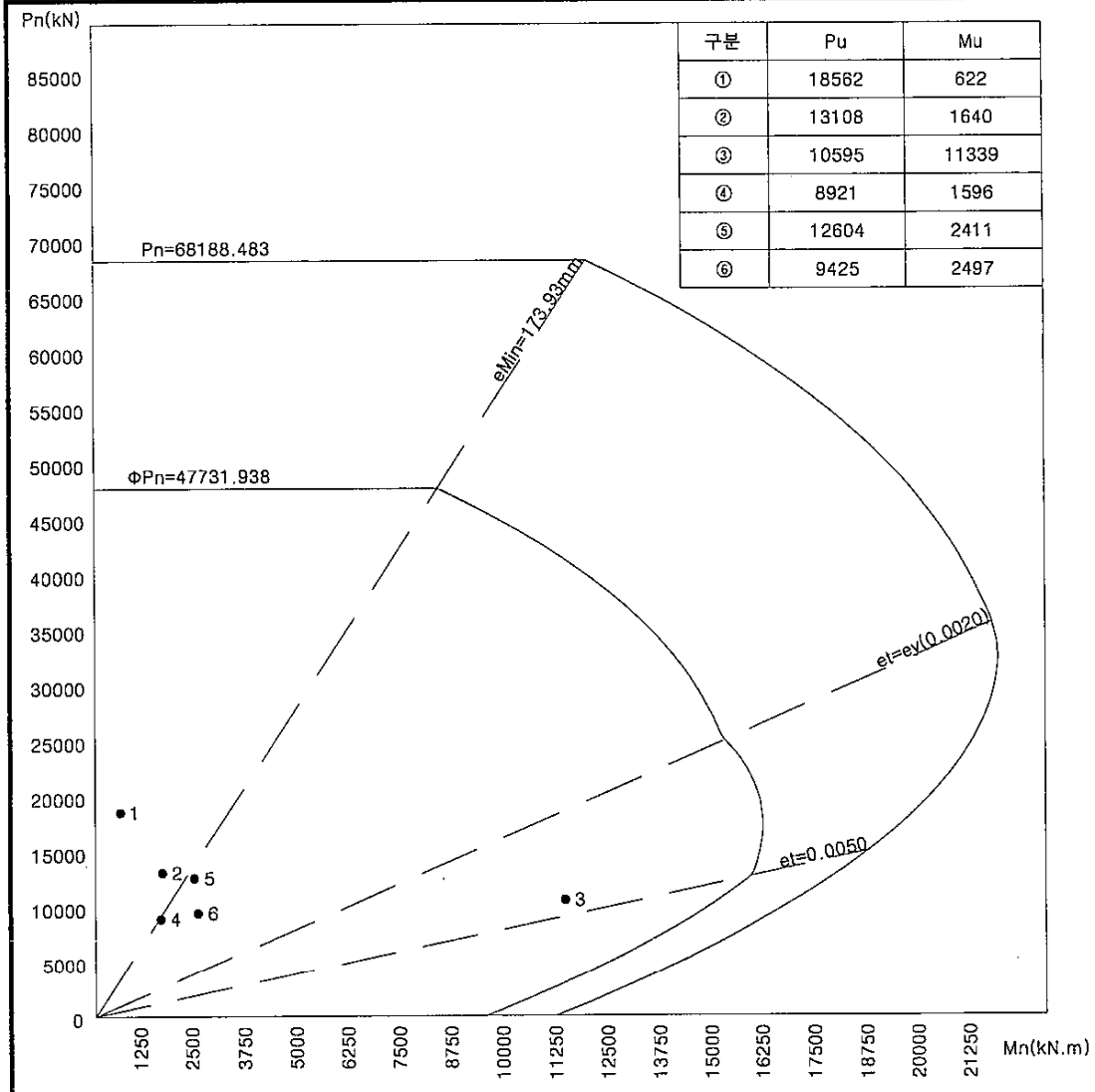
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 59859.297 kN

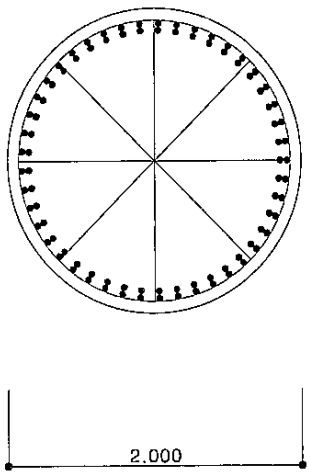
ΦPn = 0.70 x 59859.297 = 41901.508 kN ≥ Pu = 9425.038 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.265 = 11100.153 kN.m ≥ Mu = 2496.792 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	18562	622
②	13108	1640
③	10595	11339
④	8921	1596
⑤	12604	2411
⑥	9425	2497



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1888.864 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 34839.000 mm²
Puse = 0.01109
1단 : H22-45Ea
2단 : H22-45Ea

10. 기둥 설계(기둥2)

10.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL003	-13770.379	-18558.174	318.127	623.961	-136.733	0.00044	축력최대
UL014	-13240.749	-13881.805	2331.929	3078.466	-798.173	0.00170	모멘트최대
UL022	-10592.599	-10592.599	6249.660	7412.131	1894.099	0.00685	탄성설계
UL022	-10592.599	-10592.599	1736.172	2667.492	1894.099	0.00685	소성설계
UE014	-10062.969	-10704.025	2175.758	2989.914	-762.654	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	0.011	0.060	O.K	47731.934	18558.174	623.960	2.572	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	44634.339	13881.805	3078.470	3.215	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	31090.497	10592.599	7412.130	2.935	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	41007.838	10704.025	2989.910	3.831	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 29, UL003)

㉮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	1888.864	18558.174	623.960	33.622

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 18558.174 x 0.00044 / (-136.733 x 8.390)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 6.890 / 0.500

= 16.536 ≤ 27.882 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=318.127 , M2=623.961)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.510) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.890 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 ㎟ , Ast = 34839.00 ㎟ , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 ㎟), d2 = 122.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1229669.626 ㎟

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 ㎜, ab = k1 x cb = 963.321 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 ㎜, e = Mu/Pu = 33.622 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2304.877 ㎜, a = k1 x c = 1959.146 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3126311.628 = 71748.852 kN

∑Csi = 9431.248 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 71748.852 + 9431.248 - 0.000 = 81180.100 kN

Mn = Cc x 984.447 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2729.750 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=33.626)| = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 ㎜

c = 2304.877 ㎜, a = k1 x c = 1959.146 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2304.88) / 2304.88 = -0.00053

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

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 81180.100 kN

ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 18558.174 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.034 = 1604.836 kN.m ≥ Mu = 623.960 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 29, UL014)

㉮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	1888.864	13881.805	3078.470	221.763

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13881.805 x 0.00170 / (-798.173 x 8.390)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 6.890 / 0.500

= 16.536 ≤ 24.910 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=2331.929 , M2=3078.466)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.757) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.890 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 ㎟ , Ast = 34839.00 ㎟ , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 ㎟), d2 = 122.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 919812.152 ㎟

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 ㎜, ab = k1 x cb = 963.321 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 ㎜, e = Mu/Pu = 221.763 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1728.010 ㎜, a = k1 x c = 1468.808 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2472946.233 = 56754.116 kN

∑Csi = 7260.394 kN, ∑Tsi = 251.168 kN

Pn = 56754.116 + 7260.394 - 251.168 = 63763.342 kN

Mn = Cc x 920.237 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14139.933 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=221.756)| = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1728.010 mm, a = k1 x c = 1468.808 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1728.01) / 1728.01 = 0.00030

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

㈆ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 63763.342 kN

ΦPn = 0.70 x 63763.342 = 44634.339 kN ≥ Pu = 13881.805 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.222 = 9898.243 kN.m ≥ Mu = 3078.470 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 29, 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	1888.864	10592.599	7412.130	699.746

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10592.599 x 0.00685 / (1894.099 x 8.390)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 6.890 / 0.500

= 16.536 ≤ 23.882 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=6249.660 , M2=7412.131)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.843) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.890 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 701868.473 mm²

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 699.746 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1045.276 mm, a = k1 x c = 888.484 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1348278.997 = 30943.003 kN

∑Csi = 4999.625 kN, ∑Tsi = 4852.131 kN

Pn = 30943.003 + 4999.625 - 4852.131 = 31090.497 kN

Mn = Cc x 929.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21755.674 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=699.753)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 31090.497 kN

ΦPn = 1.00 x 31090.497 = 31090.497 kN ≥ Pu = 10592.599 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.700 = 21755.454 kN.m ≥ Mu = 7412.130 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 29, UE014)

㉮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	1888.864	10704.025	2989.910	279.326

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10704.025 x 0.00170 / (-762.654 x 8.390)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 6.890 / 0.500

= 16.536 ≤ 25.268 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=2175.758 , M2=2989.914)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.728) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 6.890 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 ㎟ , Ast = 34839.00 ㎟ , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 ㎟), d2 = 122.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 709251.590 ㎟

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 ㎜, ab = k1 x cb = 963.321 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 ㎜, e = Mu/Pu = 279.326 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1604.760 ㎜, a = k1 x c = 1364.046 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2282569.330 = 52384.966 kN

∑Csi = 6836.794 kN, ∑Tsi = 639.134 kN

Pn = 52384.966 + 6836.794 - 639.134 = 58582.626 kN

Mn = Cc x 918.042 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16364.042 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=279.333) | = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 ㎜

c = 1604.760 ㎜, a = k1 x c = 1364.046 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1604.76) / 1604.76 = 0.00055

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

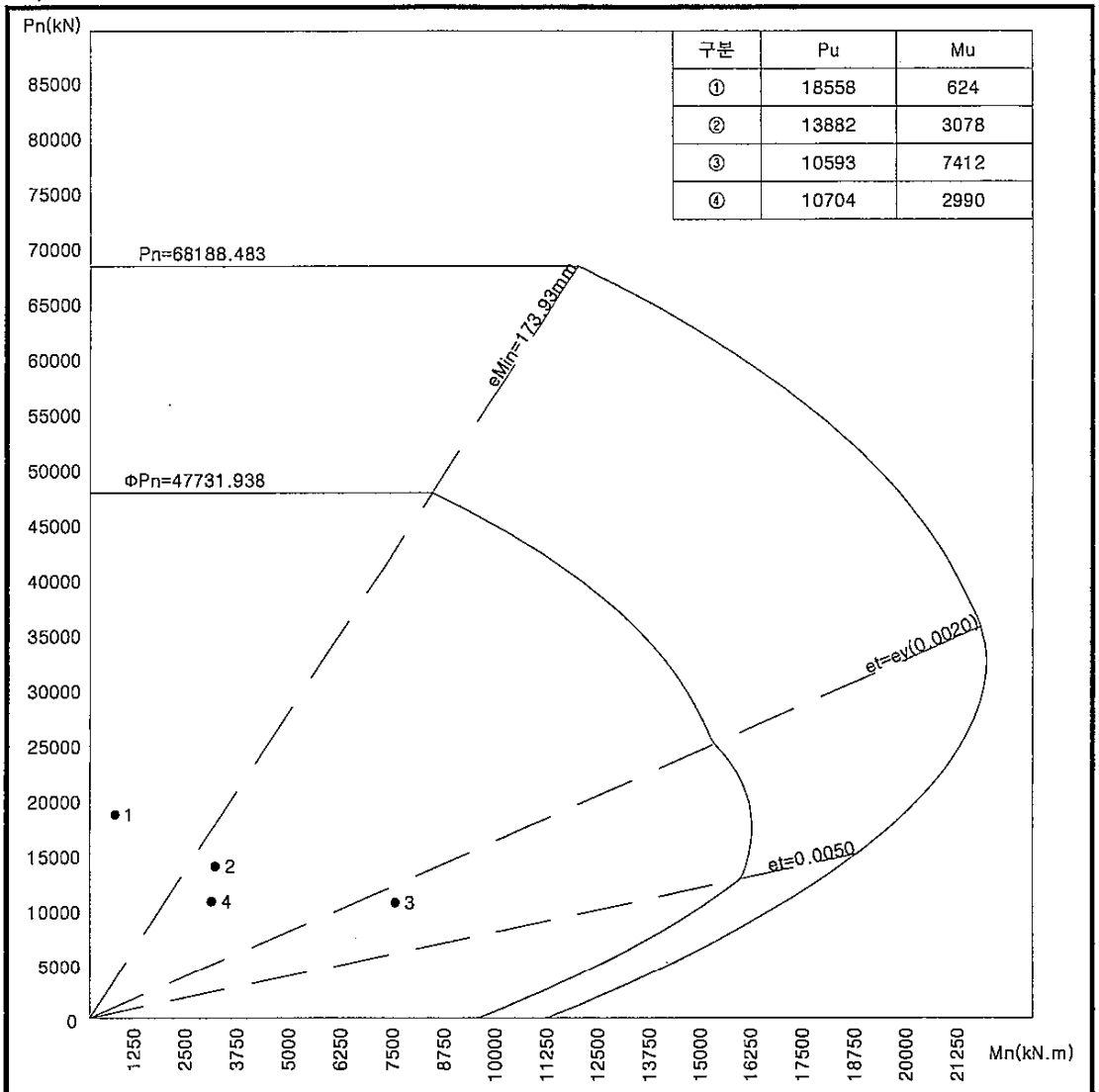
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 58582.626 kN

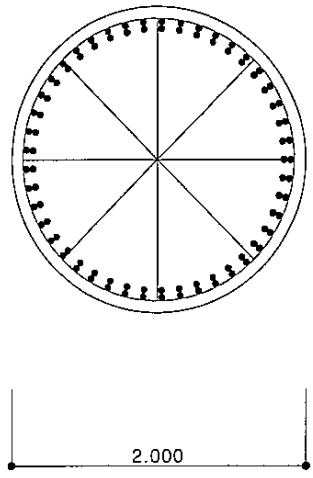
ΦPn = 0.70 x 58582.626 = 41007.838 kN ≥ Pu = 10704.025 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.279 = 11454.546 kN.m ≥ Mu = 2989.910 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	18558	624
②	13882	3078
③	10593	7412
④	10704	2990



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1888.864 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 34839.000 mm²
Puse = 0.01109
1단 : H22-45Ea
2단 : H22-45Ea

10.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB03	-13770.379	-18558.174	3.101	9.119	-0.873	0.00001	축력최대
ULB04	-13770.379	-13770.379	101.291	618.305	88.474	0.00065	모멘트최대
ULB22	-10592.599	-10592.599	2837.210	10989.682	1790.590	0.01636	탄성설계
ULB22	-10592.599	-10592.599	941.843	3661.809	1790.590	0.01636	소성설계
UEB26	-9533.339	-9533.339	91.747	570.104	81.830	0.00060	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	0.011	0.060	O.K	47731.934	18558.174	9.315	2.572	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	47731.934	13770.379	625.815	3.466	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	18920.036	10592.599	11123.160	1.786	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	47731.934	9533.339	574.702	5.007	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 29, ULB03)

㉮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	1888.864	18558.174	9.315	0.502

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 18558.174 x 0.00001 / (0.873 x 8.390)

= 0.021

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.895 / 0.500

= 37.359 > 22.000 ∴ 장주

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.895 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.021)

= 1.021

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.021 x 3.101
= 3.168 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.021 x 9.119
= 9.315 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109
- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1229669.626 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 1570796.327 mm²)이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN
Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN
Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 0.502 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 5321.653 mm, a = k1 x c = 4523.405 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 3141936.858 = 72107.451 kN
∑Csi = 13086.723 kN, ∑Tsi = 0.000 kN
Pn = 72107.451 + 13086.723 - 0.000 = 85194.174 kN
Mn = Cc x 2261.702 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 42.758 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=0.502)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm
c = 5321.653 mm, a = k1 x c = 4523.405 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-5321.65) / 5321.65 = -0.00193
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 85194.174 kN
ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 18558.174 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.001 = 23.958 kN.m ≥ Mu = 9.315 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 29, 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	1888.864	13770.379	625.815	45.446

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13770.379 x 0.00065 / (88.474 x 8.390)

= 0.012

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.895 / 0.500

= 37.359 > 22.000 ∴ 장주

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.895 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 101.291

= 102.521 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.012 x 618.305

= 625.815 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 912429.035 mm²

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 45.446 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2243.631 mm, a = k1 x c = 1907.086 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3089116.000 = 70895.212 kN

∑Csi = 9218.752 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 70895.212 + 9218.752 - 0.000 = 80113.964 kN

Mn = Cc x 969.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3641.479 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=45.454) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2243.631 mm, a = k1 x c = 1907.086 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2243.63) / 2243.63 = -0.00046

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

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 80113.964 kN

ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 13770.379 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.045 = 2169.246 kN.m ≥ Mu = 625.815 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 29, 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	1888.864	10592.599	11123.160	1050.088

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10592.599 x 0.01636 / (1790.590 x 8.390)

= 0.012

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.895 / 0.500

= 37.359 > 22.000 ∴ 장주

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.895 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 2837.210

= 2871.670 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.012 x 10989.682

= 11123.160 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 701868.473 mm²

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

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 1050.088 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 795.400 mm, a = k1 x c = 676.090 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 934523.039 = 21447.304 kN

∑Csi = 4133.362 kN, ∑Tsi = 6660.630 kN

Pn = 21447.304 + 4133.362 - 6660.630 = 18920.036 kN

Mn = Cc x 942.188 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19867.587 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1050.082) | = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 18920.036 kN

ΦPn = 1.00 x 18920.036 = 18920.036 kN ≥ Pu = 10592.599 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.050 = 19867.700 kN.m ≥ Mu = 11123.160 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 29, 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	1888.864	9533.339	574.702	60.283

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 9533.339 x 0.00060 / (81.830 x 8.390)

= 0.008

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.390 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.895 / 0.500

= 37.359 > 22.000 ∴ 장주

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

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.895 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.008)

= 1.008

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.008 x 91.747

= 92.487 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.008 x 570.104

= 574.702 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 631681.619 mm²

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

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 60.283 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2179.647 mm, a = k1 x c = 1852.700 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3037544.605 = 69711.649 kN

∑Csi = 9052.105 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 69711.649 + 9052.105 - 0.000 = 78763.753 kN

Mn = Cc x 957.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4747.424 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=60.274) | = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2179.647 mm, a = k1 x c = 1852.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2179.65) / 2179.65 = -0.00038

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

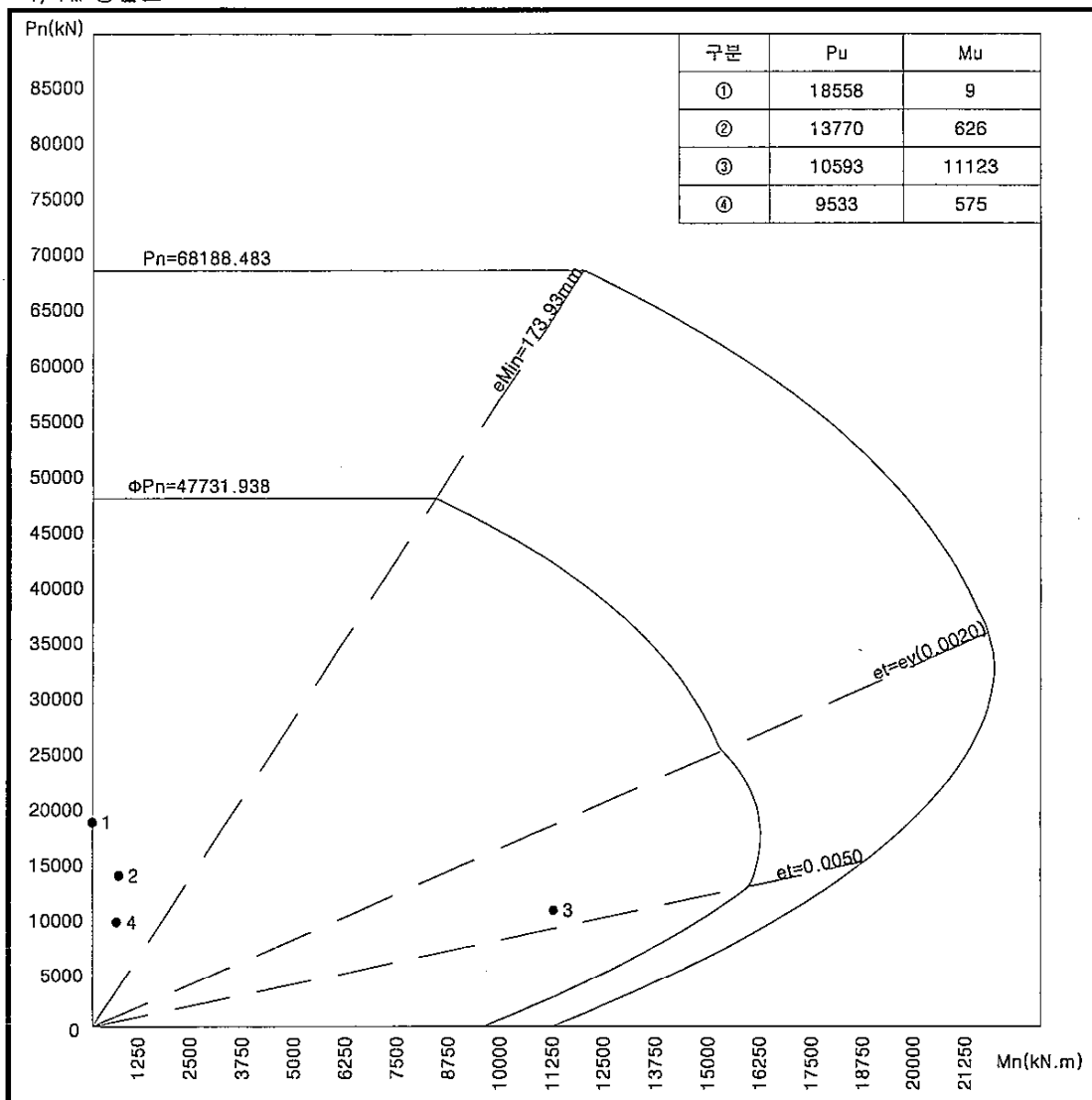
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 78763.753 kN

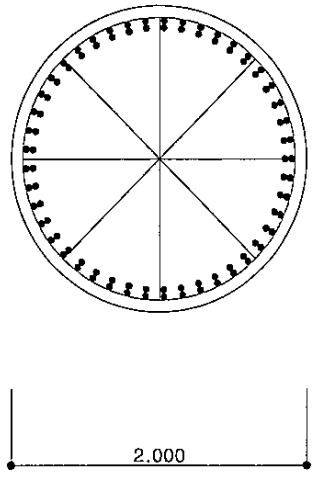
ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 9533.339 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.060 = 2877.443 kN.m ≥ Mu = 574.702 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	18558	9
②	13770	626
③	10593	11123
④	9533	575



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1888.864 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 34839.000 mm²
Puse = 0.01109
1단 : H22-45Ea
2단 : H22-45Ea

10.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL03	-18558.174	3.168	623.960	623.968	축력최대
UL04	-14436.885	625.815	2292.410	2376.297	모멘트최대
UL22	-10592.599	11123.160	2773.664	11463.765	탄성설계
UL22	-10592.599	11123.160	2773.664	11463.765	소성설계
UE26	-10148.576	574.702	2027.520	2107.396	편심최대
UL14	-13881.805	601.745	3078.470	3136.730	모멘트최대
UE14	-10704.025	599.279	2989.910	3049.377	편심최대

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

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

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 2740.380 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 2740.380 x 1.012 = 2773.664 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=2740.380) : [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	0.011	0.060	O.K	47731.934	18558.174	623.968	2.572	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	47731.934	14436.885	2376.297	3.306	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	18160.744	10592.599	11463.765	1.714	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	45542.038	10148.576	2107.396	4.488	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	44364.708	13881.805	3136.730	3.196	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	40666.326	10704.025	3049.377	3.799	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 29, ULO03)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.709도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	18558.174	623.968	33.622

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1229669.626 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 33.622 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2304.877 mm, a = k1 x c = 1959.146 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3126311.628 = 71748.852 kN

∑Csi = 9431.248 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 71748.852 + 9431.248 - 0.000 = 81180.100 kN

Mn = Cc x 984.447 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2729.750 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=33.626)| = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 2304.877 mm, a = k1 x c = 1959.146 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-2304.88) / 2304.88 = -0.00053

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 81180.100 kN

ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 18558.174 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.034 = 1604.856 kN.m ≥ Mu = 623.968 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 29, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=74.731도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	14436.885	2376.297	164.599

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 956591.903 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 164.599 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1865.057 mm, a = k1 x c = 1585.299 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2670740.296 = 61293.490 kN

∑Csi = 7779.809 kN, ∑Tsi = 14.250 kN

Pn = 61293.490 + 7779.809 - 14.250 = 69059.049 kN

Mn = Cc x 925.755 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11367.638 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=164.608)| = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1865.057 mm, a = k1 x c = 1585.299 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1865.06) / 1865.06 = 0.00006

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN < Pn = 69059.049 kN

ΦPn = 0.70 x 68188.477 = 47731.934 kN ≥ Pu = 14436.885 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.165 = 7856.629 kN.m ≥ Mu = 2376.297 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 29, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=14.002도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	10592.599	11463.765	1082.243

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 701868.473 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 1082.243 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 779.494 mm, a = k1 x c = 662.570 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 909003.153 = 20861.622 kN

∑Csi = 4070.629 kN, ∑Tsi = 6771.507 kN

Pn = 20861.622 + 4070.629 - 6771.507 = 18160.744 kN

Mn = Cc x 943.105 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19654.245 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1082.238) | = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 18160.744 kN

ΦPn = 1.00 x 18160.744 = 18160.744 kN ≥ Pu = 10592.599 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.082 = 19654.335 kN.m ≥ Mu = 11463.765 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 29, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=74.175도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	10148.576	2107.396	207.654

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 672447.389 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 207.654 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1760.326 mm, a = k1 x c = 1496.277 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2521065.597 = 57858.455 kN

∑Csi = 7377.543 kN, ∑Tsi = 175.943 kN

Pn = 57858.455 + 7377.543 - 175.943 = 65060.055 kN

Mn = Cc x 921.217 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13510.069 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=207.655) | = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1760.326 mm, a = k1 x c = 1496.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1760.33) / 1760.33 = 0.00024

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 65060.055 kN

ΦPn = 0.70 x 65060.055 = 45542.038 kN ≥ Pu = 10148.576 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.208 = 9457.005 kN.m ≥ Mu = 2107.396 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 29, UL014)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=78.940도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	13881.805	3136.730	225.960

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 919812.152 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 225.960 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1718.390 mm, a = k1 x c = 1460.632 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2458465.643 = 56421.787 kN

∑Csi = 7232.329 kN, ∑Tsi = 275.961 kN

Pn = 56421.787 + 7232.329 - 275.961 = 63378.154 kN

Mn = Cc x 919.980 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14320.957 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=225.960)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1718.390 mm, a = k1 x c = 1460.632 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1718.39) / 1718.39 = 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} = 68188.477 kN ≥ Pn = 63378.154 kN

ΦPn = 0.70 x 63378.154 = 44364.708 kN ≥ Pu = 13881.805 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.226 = 10024.641 kN.m ≥ Mu = 3136.730 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 29, UE014)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=78.666도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	10704.025	3049.377	284.881

㉯ 철근비 검토

Ag = 3141592.65 mm² , Ast = 34839.00 mm² , Puse = 0.01109

- 1단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 45EA (As=17419.500 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 709251.590 mm²

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

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1133.318 mm, ab = k1 x cb = 963.321 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1497511.429 = 34367.887 kN, ∑Csi = 5294.695 kN, ∑Tsi = 4044.785 kN

Pb = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 kN

Mb = Cc x 925.985 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21644.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 607.691 mm, e = Mu/Pu = 284.881 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1593.448 mm, a = k1 x c = 1354.431 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2264620.774 = 51973.047 kN

∑Csi = 6804.949 kN, ∑Tsi = 683.245 kN

Pn = 51973.047 + 6804.949 - 683.245 = 58094.751 kN

Mn = Cc x 917.952 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16550.561 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=284.889)| = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 1593.448 mm, a = k1 x c = 1354.431 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-1593.45) / 1593.45 = 0.00058

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

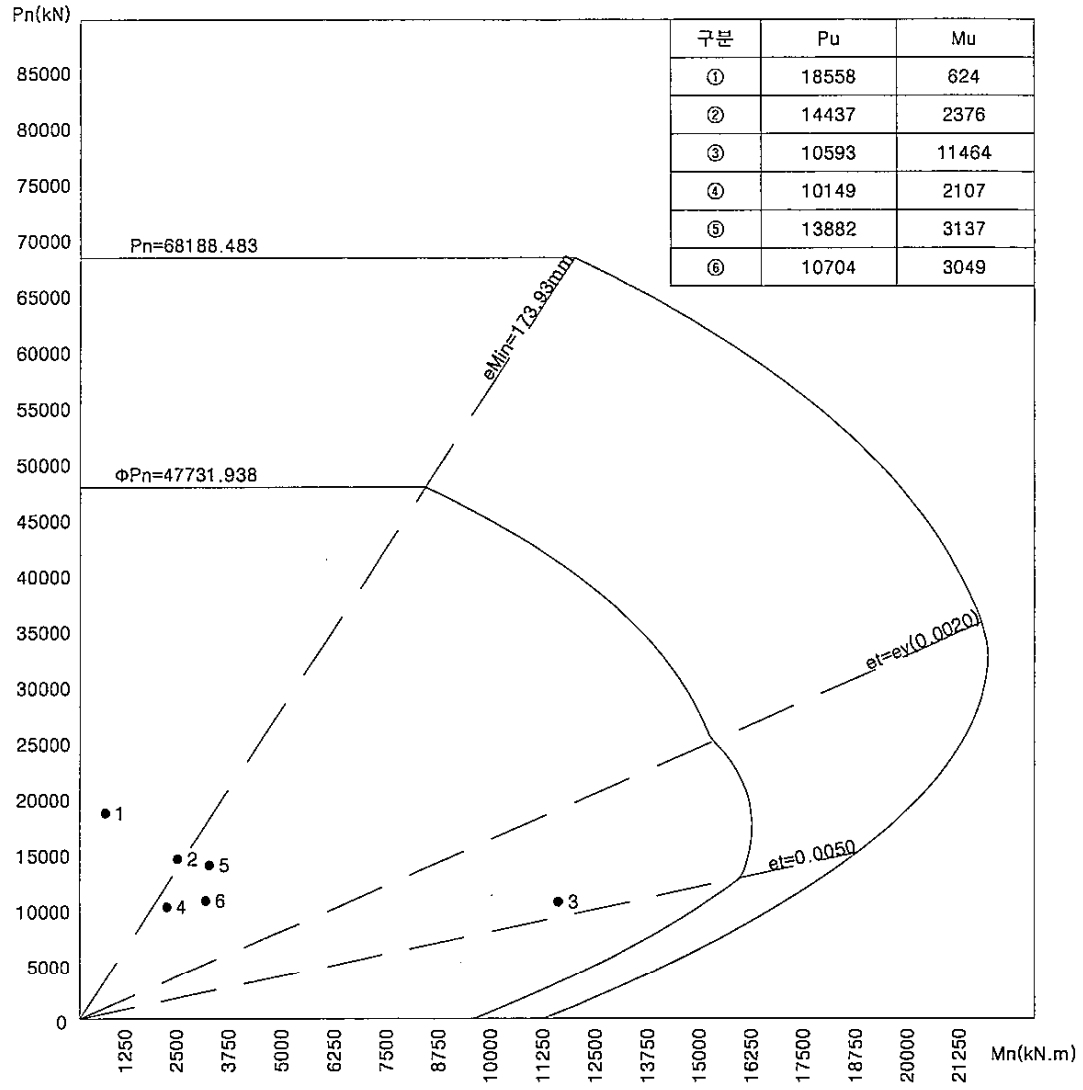
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 68188.477 kN ≥ Pn = 58094.751 kN

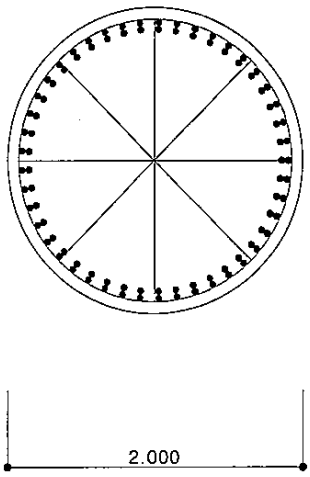
ΦPn = 0.70 x 58094.751 = 40666.326 kN ≥ Pu = 10704.025 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.285 = 11585.075 kN.m ≥ Mu = 3049.377 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	18558	624
②	14437	2376
③	10593	11464
④	10149	2107
⑤	13882	3137
⑥	10704	3049



▣ 단면제원

R = 1000.000 mm
D = 1888.864 mm
Ag = 3141592.654 mm²
Aeff = 1570796.327 mm²

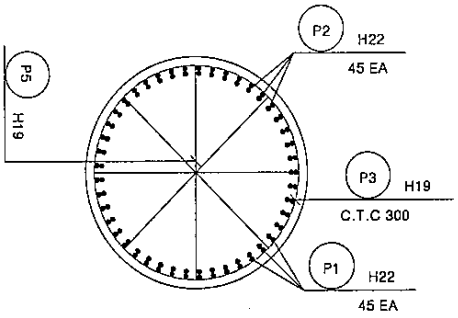
▣ 사용 철근

Ast = 34839.000 mm²
Puse = 0.01109
1단 : H22-45Ea
2단 : H22-45Ea

10.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULO14 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	0.674 kN
교축직각방향	V =	798.173 kN
합성전단력	V =	798.173 kN
축방향력	P =	13240.749 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 798.173 / 0.80 = 997.717 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2000.000 mm d' = 111.136 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 + 13240.749 x 1000 / (14 x 3141592.654) } x √27.0

x 2000.000 x 1560.275

= 3516.047 kN

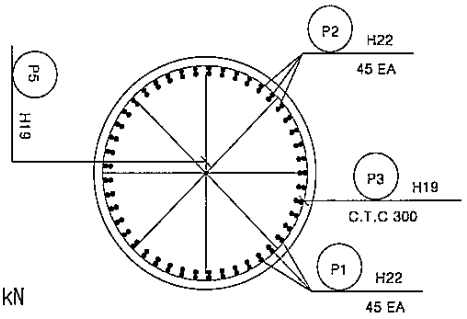
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1758.024 kN ≥ Vn ≤ Vc = 3516.047 ∴ 전단 철근 필요 없음

10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	589.973 kN
교축직각방향	V =	2130.890 kN
합성전단력	V =	2211.054 kN
축방향력	P =	10595.499 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2211.054 / 1.00 = 2211.054 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2000.000 mm d' = 111.136 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 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 10595.499 x 1000 / (14 x 3141592.654) } x √27.0 x 2000.000 x 1560.275

= 3353.511 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1676.755 kN ≤ Vn ≤ Vc = 3353.511 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 487.139 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 525.000 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 525.000 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1560.275 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H19 x 2EA = 573.000 mm²

→ 573.000 mm² ≥ 525.000 mm² ∴ O.K

10.6 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,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2000.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 6890.0 / 6 = 1148.3 mm
∴ 2000.0 mm = 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 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 22.0 = 132.0 mm
∴ 132.0 mm = 0.132 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 mm 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1000.0 mm
∴ 1000.0 mm = 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 mm
- 100.0 mm
∴ 500.0 mm = 0.500 m

11. 기 초 설 계

11.1 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
SV016	25029.742	438.293	4965.367	31066.942	267175.701	5754.294	축력최대
SV007	23795.680	438.293	14182.691	29832.880	256562.768	14971.619	모멘트최대
SV020	23795.680	438.293	14182.693	29832.880	256562.768	14971.620	편심최대
SV022	21188.098	4024.989	14219.159	27225.298	234137.563	21464.139	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.800 \times 17.200 \times 1.800 \times 25.000 = 6037.200$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 17.200$ m

$My = M + P \times e$, $\chi = B/2 + \sum(Pi*di)/\sum(Pi)$

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 1.800$ 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

▣ 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)

= 241342.793 x 66 / (17.200 x 7.800) = 118728.566 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 241342.793 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 17.200 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 66 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴√{(3 x 118728.566) / (27804000.000 x 1.800³)} = 0.216 (m-1)

* 연속확대기초의 경우

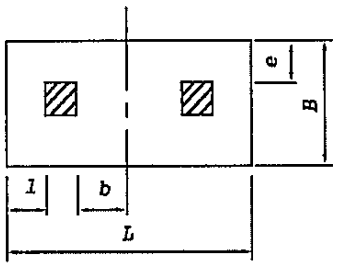
λ = a x (λ'² + e²) / (λ'+ e)

= 1.300 x (3.850² + 2.900²) / (3.850+ 2.900)

= 4.474

λ = max(l,b) = max(2.750,3.850) = 3.850

a = 1.3



βλ = 0.216 x 4.474 = 0.969 ≤ 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	35804.063	0.000	-19.140	43652.423	375410.838	19.140	축력최대
UL002	33150.822	0.000	-19836.442	40999.182	352592.965	19836.442	모멘트최대
UE021	23388.171	547.866	17732.795	29123.511	250462.195	18718.954	편심최대
UL022	21188.098	4024.989	14219.159	27225.298	234137.563	21464.139	지진시
SV016	25029.742	438.293	4965.367	31066.942	267175.701	5754.294	축력최대
SV007	23795.680	438.293	14182.691	29832.880	256562.768	14971.619	모멘트최대
SV020	23795.680	438.293	14182.693	29832.880	256562.768	14971.620	편심최대
SV022	21188.098	4024.989	14219.159	27225.298	234137.563	21464.139	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 17.200 x 1.800 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 17.200 m

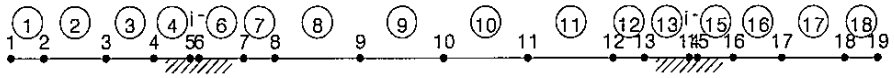
My = M + P x e, χ = B/2 + ∑(Pi*di)/∑(Pi)

Mo = |My + Vx x h|, h = 1.800 m

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

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 구조 해석 모델링



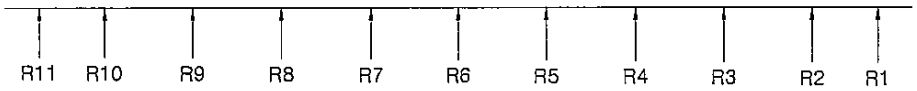
③ 절점좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	0.000	8	5.250	0.000	15	13.625	0.000
2	0.650	0.000	9	6.925	0.000	16	14.336	0.000
3	1.900	0.000	10	8.600	0.000	17	15.300	0.000
4	2.864	0.000	11	10.275	0.000	18	16.550	0.000
5	3.575	0.000	12	11.950	0.000	19	17.200	0.000
6	3.750	0.000	13	12.564	0.000			
7	4.636	0.000	14	13.450	0.000			

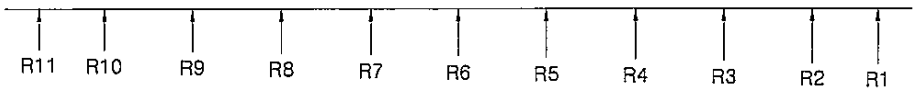
註) B : 기초부재는 B=7.800m,H=1.800m의 직사각형 단면을 사용하여 해석한다

③ 하중재하도

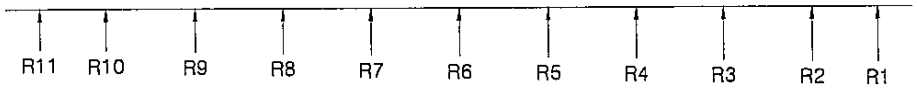
<SV016-축력최대>



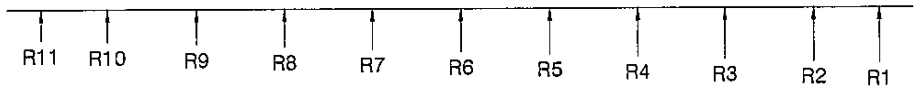
<SV007-모멘트최대>



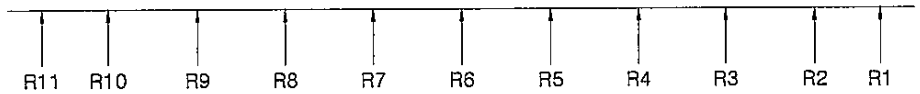
<SV020-편심최대>



<SV022-지진시>



<UL001-축력최대>



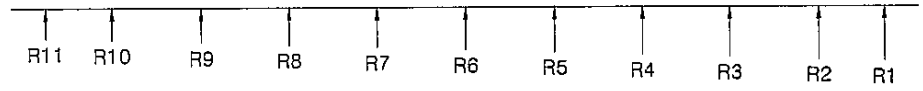
<UL002-모멘트최대>



<UE021-편심최대>



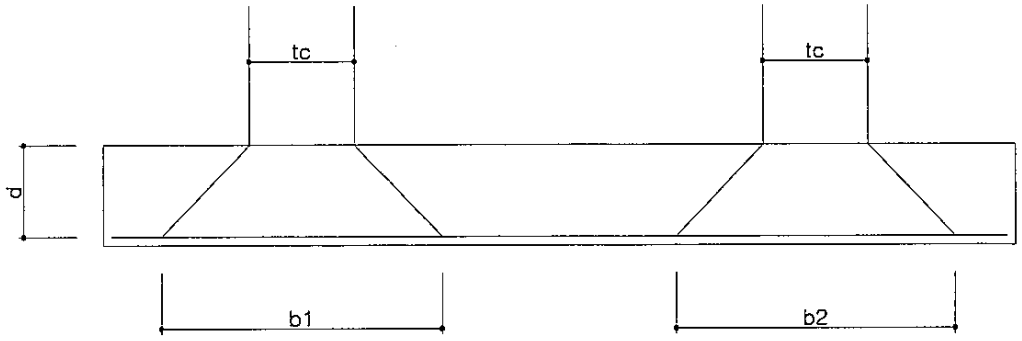
<UL022-지진시>



④ 위치별 단면력집계

구 분		내민보		내측빔		비 고
		M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
계수하중	UL001	10741.742	7007.354	10123.203	1983.834	
	UL002	11584.274	7504.704	11322.588	1482.977	
	UE021	8126.222	5329.014	8148.967	-3118.328	
	UL022	8120.946	5314.594	8288.575	-3025.642	
사용하중	SV016	8054.147	5248.351	7733.431	1289.684	
	SV007	8446.014	5479.671	8291.279	1056.726	
	SV020	8446.014	5479.671	8291.279	1056.726	
	SV022	8552.807	5529.301	8617.811	-3334.303	

⑤ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 530.00 + 530.00
= 10600.00 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 (= 40522.176 ㎟ , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 17.200/7.800 = 2.205)
As,m = 2 / (1 + 2.205) x 405.222 = 25285.838 ㎟
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 54237.981 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D29 - 137EA ∴ 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)
7800.00	1800.00	1650.00	150.00	11584.27	7504.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 48446.200 x 400.00 = 19378480.000

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 = 108.254 mm, c = 108.254 / β1 = 108.254 / 0.85 = 127.357 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1650.00 - 127.357) / 127.357 = 0.03587

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20946.420 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 48446.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.313]

1단 : H32 - 61.0 EA (= 48446.2 mm²)

* 철근비 검토

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

As,req = 20946.420 mm²

ρmin = Max(20946.420, 14040.000) / bd = 0.00163

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

ρuse = As / bd = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 108.254 mm

ΦMn = 0.85 x 48446.200 x 400 x (1650.00 - a/2) = 26286.757 kN.m

≥ Mu (= 11584.274 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.269]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7800.00 x 1650.00 = 8916.598 kN

≥ Vu (= 7504.704 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 137.0 EA

    H29 - 137.0 EA

    H22 - 71.0 EA = 203501.700 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 17200.0 = 46440.0 ㎟ < 203501.7 ㎟

    (203501.700 / 17.200) = 11831.494 ㎟ > (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 - 137.0 EA

    H22 - 71.0 EA = 88008.800 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 88008.800 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 8446.014 \times 1000000 / [48446.200 \times (1650.000 - 337.791/3)]$

  $= 113.398$ MPa

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

  $= -7x48446.200/7800.0 + 7x48446.200/7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7800.0x1650.0/(7x48446.200)]}$

  $= 337.791$ mm

  사용철근량 = 48446.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H32 - 61.0 EA (= 48446.2 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 ㎜

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

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 113.40) - 2.5 x 134.00 = 359.46 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 113.40) = 555.57 ㎜

  Sa는 작은 값인 359.46 ㎜ 를 적용

  S = 7800.00 / 61.0 EA = 127.87 ≤ Sa (= 359.46 ㎜) ∴ O.K

2) 단면 검토 : 교직-중앙부

* 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	1800.00	1650.00	150.00	11322.59	3118.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 48446.200 x 400.00 = 19378480.000

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 = 108.254 mm, c = 108.254 / β1 = 108.254 / 0.85 = 127.357 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1650.00 - 127.357) / 127.357 = 0.03587

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20466.499 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 48446.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.367]

1단 : H32 - 61.0 EA (= 48446.2 mm²)

* 철근비 검토

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

As,req = 20466.499 mm²

ρmin = Max(20466.499, 14040.000) / bd = 0.00159

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

ρuse = As / bd = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 108.254 mm

ΦMn = 0.85 x 48446.200 x 400 x (1650.00 - a/2) = 26286.757 kN.m

≥ Mu (= 11322.588 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.322]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7800.00 x 1650.00 = 8916.598 kN

≥ Vu (= 3118.328 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 137.0 EA

    H29 - 137.0 EA

    H22 - 71.0 EA = 203501.700 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 17200.0 = 46440.0 ㎟ < 203501.7 ㎟

    (203501.700 / 17.200) = 11831.494 ㎟ > (1800 ㎟)

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

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

    사용철근량 : H29 - 137.0 EA

    H22 - 71.0 EA = 88008.800 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 88008.800 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 8291.279 \times 1000000 / [48446.200 \times (1650.000 - 337.791/3)]$

  $= 111.320$ MPa

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

  $= -7x48446.200/7800.0 + 7x48446.200/7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x7800.0x1650.0/(7x48446.200)]}$

  $= 337.791$ mm

  사용철근량 = 48446.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H32 - 61.0 EA (= 48446.2 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 ㎜

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

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.32) - 2.5 x 134.00 = 372.42 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 111.32) = 565.93 ㎜

  Sa는 작은 값인 372.42 ㎜ 를 적용

  S = 7800.00 / 61.0 EA = 127.87 ≤ Sa (= 372.42 ㎜) ∴ O.K

11.2 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	25029.742	68.644	-473.043	31066.942	121161.074	349.483	축력최대
SVB04	21188.098	137.289	-946.878	27225.298	106178.662	699.759	모멘트최대
SVB26	21188.098	137.289	-946.878	27225.298	106178.662	699.759	편심최대
SVB22	21188.098	3582.259	21984.168	27225.298	106178.662	28432.234	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.800 \times 17.200 \times 1.800 \times 25.000 = 6037.200$ kN

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

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 1.800$ 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	35804.063	0.000	0.975	43652.423	170244.450	0.975	축력최대
UEB04	21188.098	178.475	-1231.106	27225.298	106178.662	909.851	모멘트최대
UEB26	19069.288	164.746	-1136.418	24502.768	95560.795	839.875	편심최대
ULB22	21188.098	3582.259	21984.168	27225.298	106178.662	28432.234	지진시
SVB05	25029.742	68.644	-473.043	31066.942	121161.074	349.483	축력최대
SVB04	21188.098	137.289	-946.878	27225.298	106178.662	699.759	모멘트최대
SVB26	21188.098	137.289	-946.878	27225.298	106178.662	699.759	편심최대
SVB22	21188.098	3582.259	21984.168	27225.298	106178.662	28432.234	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 17.200 x 1.800 x 25.000 x 하중계수

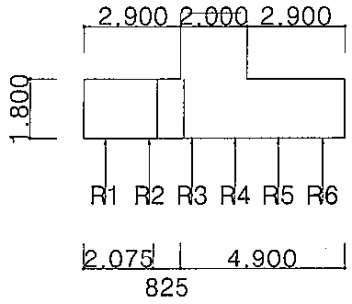
Mr = ∑V x B/2, B = 7.800 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 1.800 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 11본
R2 = Ru2 x 11본
R3 = Ru3 x 11본
R4 = Ru4 x 11본
R5 = Ru5 x 11본
R6 = Ru6 x 11본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB05	5225.632	5206.509	5187.385	5168.262	5149.139	5130.016
SVB04	4633.25	4594.97	4556.69	4518.41	4480.129	4441.849
SVB26	4633.25	4594.97	4556.69	4518.41	4480.129	4441.849
SVB22	8005.088	6618.073	5231.057	3844.042	2457.027	1070.011
ULB01	7275.508	7275.466	7275.425	7275.383	7275.341	7275.3
UEB04	4661.978	4612.207	4562.435	4512.664	4462.893	4413.121
UEB26	4198.653	4152.71	4106.766	4060.823	4014.88	3968.936
ULB22	8005.088	6618.073	5231.057	3844.042	2457.027	1070.011

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.075 x 1.800 x 17.200 x 25.000 = 1606.050 kN

Ma = 3.014 x 1.800 x 17.200 x 25.000 x 3.014/2 = 3515.584 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 97.80%의 값을 적용

→(2.189 + 0.500/2 -1.950) / 0.500 = 0.978

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	10317.597	17893.119	8711.547	14377.535	
SVB04	9127.131	15842.052	7521.081	12326.468	
SVB26	9127.131	15842.052	7521.081	12326.468	
SVB22	14477.563	25965.657	12871.513	22450.073	

※ 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	14390.914	24940.397	12303.049	20370.138	
UEB04	9172.716	15928.305	7566.666	12412.721	
UEB26	8260.003	14344.099	6814.558	11180.074	
ULB22	14477.563	25965.657	12871.513	22450.073	

※ 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)
17200.00	1800.00	1650.00	150.00	22450.07	12871.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 88008.800 x 400.00 = 35203520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 17200.000 = 394740.000 x a

T = C 이므로, a = 89.182 mm, c = 89.182 / β1 = 89.182 / 0.85 = 104.919 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1650.00 - 104.919) / 104.919 = 0.04418

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 40522.176 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 88008.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.172]

1단 : H29 - 137.0 EA (= 88008.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 17200.0 x 1200.0 = 30960.000 mm²

As,req = 40522.176 mm²

ρmin = Max(40522.176, 30960.000) / bd = 0.00143

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

ρuse = As / bd = 0.00310

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.182 mm

ΦMn = 0.85 x 88008.800 x 400 x (1650.00 - a/2) = 48038.648 kN.m

≥ Mu (= 22450.073 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.140]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 17200.00 x 1650.00 = 19662.241 kN

≥ Vu (= 12871.513 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H32 - 61.0 EA

    H32 - 61.0 EA

    H22 - 33.0 EA = 109666.700 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 7800.0 = 21060.0 ㎟ < 109666.7 ㎟

    (109666.700 / 7.800) = 14059.833 ㎟ > (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 : H32 - 61.0 EA

    H22 - 33.0 EA = 48446.200 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 48446.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 14377.535 \times 1000000 / [88008.800 \times (1650.000 - 309.842/3)]$

  $= 105.620$ MPa

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

  $= -7x88008.800/17200.0 + 7x88008.800/17200.0 \times \sqrt{[(1 + 2x17200.0x1650.0/(7x88008.800)]}$

  $= 309.842$ mm

  사용철근량 = 88008.8 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H29 - 137.0 EA (= 88008.8 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 ㎜

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

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 105.62) - 2.5 x 135.50 = 406.85 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 105.62) = 596.48 ㎜

  Sa는 작은 값인 406.85 ㎜ 를 적용

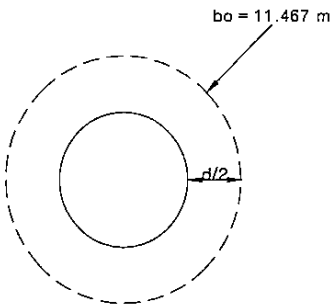
  S = 17200.00 / 137.0 EA = 125.55 ≤ Sa (= 406.85 ㎜) ∴ O.K

12. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -18561.868 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 11.467 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta c = 1.000$, $\alpha s = 40$

① $Vc1 = 1/6 \times (1 + 2/\beta c) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{(27)} \times 11.467 \times 1.650$
$= 49156.233$ kN

② $Vc2 = 1/6 \times (1 + (\alpha s \cdot d)/(2 \cdot bo)) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.650)/(2 \cdot 11.467)) \times \sqrt{(27)} \times 11.467 \times 1.650$
$= 63540.494$ kN

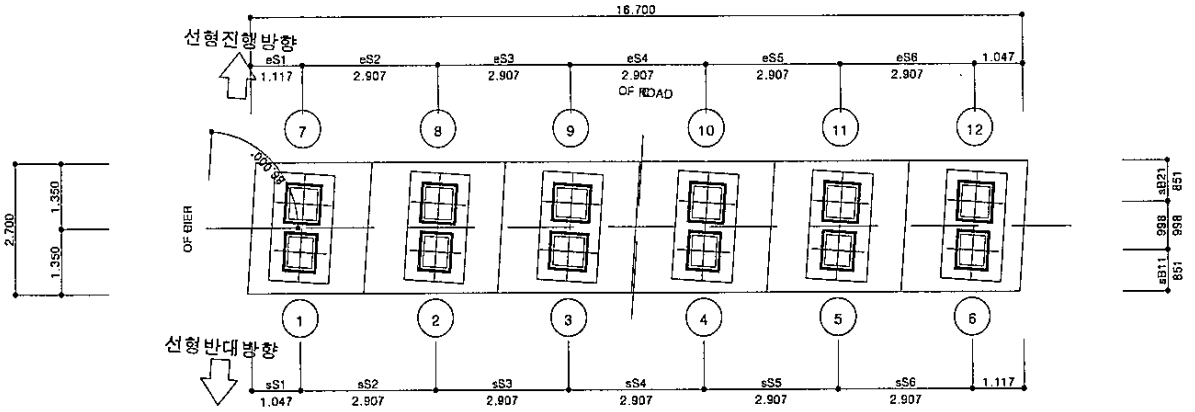
③ $Vc3 = 1/3 \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/3 \times \sqrt{(27)} \times 11.467 \times 1.650$
$= 32770.822$ kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = $0.80 \times 32770.822 = 26216.658$ kN

※ $\Phi Vc > Vu$ ---------- O.K

13. 교량 받침부 검토



13.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.108 = 450.538 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.142 = 450.712 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.538	630.000	530.000	518.474	O.K
2	450.538	630.000	530.000	518.474	O.K
3	450.538	600.000	650.000	529.253	O.K
4	450.538	630.000	530.000	518.474	O.K
5	450.538	630.000	530.000	518.474	O.K
6	450.538	630.000	530.000	518.474	O.K
7	450.712	650.000	600.000	506.119	O.K
8	450.712	650.000	600.000	506.119	O.K
9	450.712	600.000	650.000	529.315	O.K
10	450.712	650.000	600.000	506.119	O.K
11	450.712	650.000	600.000	506.119	O.K
12	450.712	650.000	600.000	506.119	O.K

13.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 94.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 4.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 50.142 + 6.66 \times 8.895) \times (1 + 0.000125 \times 4.00^2)$

= 343.665 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1353 - 0 - 50 = 1303 mm ≥ 344 mm ∴ O.K

13.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1924.116	O.K	345.096	322.910	O.K
SHOE 2	2250.000	1886.004	O.K	345.096	323.330	O.K
SHOE 3	2250.000	1829.033	O.K	345.096	323.510	O.K
SHOE 4	2250.000	1831.856	O.K	345.096	323.510	O.K
SHOE 5	2250.000	1886.271	O.K	345.096	323.330	O.K
SHOE 6	2250.000	1921.077	O.K	345.096	322.910	O.K
SHOE 7	2250.000	1921.138	O.K	345.096	322.910	O.K
SHOE 8	2250.000	1886.276	O.K	345.096	323.330	O.K
SHOE 9	2250.000	1831.849	O.K	345.096	323.510	O.K
SHOE 10	2250.000	1829.022	O.K	345.096	323.510	O.K
SHOE 11	2250.000	1885.977	O.K	345.096	323.330	O.K
SHOE 12	2250.000	1924.049	O.K	345.096	322.910	O.K

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

13.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1924.116	215.444	242.789	1381.193	1677.418	
2	1886.004	215.451	243.105	1381.193	1892.963	
3	1829.033	215.459	267.616	1501.193	1877.963	
4	1831.856	215.459	243.241	1381.193	1892.963	
5	1886.271	215.451	243.105	1381.193	1892.963	
6	1921.077	215.444	242.789	1381.193	1724.780	
7	1921.138	215.444	242.789	1451.255	1734.842	
8	1886.276	215.451	243.105	1451.255	1903.025	
9	1831.849	215.459	267.616	1501.255	1878.025	
10	1829.022	215.459	243.241	1451.255	1903.025	
11	1885.977	215.451	243.105	1451.255	1903.025	
12	1924.049	215.444	242.789	1451.255	1697.418	

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	2880.326	4369.200	O.K	3345.093	3574.800	O.K
2	2847.023	4369.200	O.K	3446.145	3574.800	O.K
3	2841.987	4369.200	O.K	3459.081	3574.800	O.K
4	2799.691	4369.200	O.K	3386.732	3574.800	O.K
5	2847.257	4369.200	O.K	3446.441	3574.800	O.K
6	2877.667	4369.200	O.K	3384.090	3574.800	O.K
7	2846.448	4369.200	O.K	3300.561	3574.800	O.K
8	2816.556	4369.200	O.K	3429.700	3574.800	O.K
9	2844.585	4369.200	O.K	3462.117	3574.800	O.K
10	2767.438	4369.200	O.K	3367.344	3574.800	O.K
11	2816.299	4369.200	O.K	3429.370	3574.800	O.K
12	2848.947	4369.200	O.K	3255.727	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1196.909	5759.400	O.K	1348.830	5759.400	O.K
2	1196.951	5759.400	O.K	1350.585	5759.400	O.K
3	1196.992	5759.400	O.K	1486.753	5759.400	O.K
4	1196.992	5759.400	O.K	1351.337	5759.400	O.K
5	1196.951	5759.400	O.K	1350.585	5759.400	O.K
6	1196.909	5759.400	O.K	1348.830	5759.400	O.K
7	1196.909	5759.400	O.K	1348.830	5759.400	O.K
8	1196.951	5759.400	O.K	1350.585	5759.400	O.K
9	1196.992	5759.400	O.K	1486.753	5759.400	O.K
10	1196.992	5759.400	O.K	1351.337	5759.400	O.K
11	1196.951	5759.400	O.K	1350.585	5759.400	O.K
12	1196.909	5759.400	O.K	1348.830	5759.400	O.K

13.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1829.033 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 286.560 / 1.33 = 215.459 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 215.459 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 17.100 / 4.200 = 4.071 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (17.100 / 4.200)] x 4.200 = 13.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 13.380 x 100.006 / 2 / 2EA / 1.25 = 267.616 kN

  Hy2 = 323.510 / 1.33 = 243.241 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 267.616 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 ㎜ b1y = 650.000 ㎜

b2x = 851.193 ㎜ b2y = 1453.541 ㎜

bcx = 2 x b2x = 1702.385 ㎜ < 5 x b1x = 3000.000 ㎜

bcy = 2 x b2y = 2907.082 ㎜ < 5 x b1y = 3250.000 ㎜

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

= 1/4 x (1 - 600.000/1702.385) x 1829.033 x 10^3 /180.000

= 1644.995 ㎟

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

= 1/4 x (1 - 650.000/2907.082) x 1829.033 x 10^3 /180.000

= 1972.328 ㎟

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 215.459 x 10^3 / 180.000

= 1196.992 ㎟

Asy2 = Hy/fsa

= 267.616 x 10^3 / 180.000

= 1486.753 ㎟

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1453.541 = 2053.541 ㎜

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 851.193 ㎜가 Bxo/2 = 1026.770 ㎜보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 851.193 + (600.000+1453.541)/2 = 1877.963 ㎜

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 650.000 + 851.193 = 1501.193 ㎜

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1972.328 + 1486.753 = 3459.081 ㎟

Bxo = 1877.963 ㎜ 범위내에서 H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1644.995 + 1196.992 = 2841.987 ㎟

Byo = 1501.193 ㎜ 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

13.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 267.616 x 10^3 / 180.000 = 1486.753 ㎟

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 215.459 x 10^3 / 180.000 = 1196.992 ㎟

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 ㎟ ∴ O.K

14. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

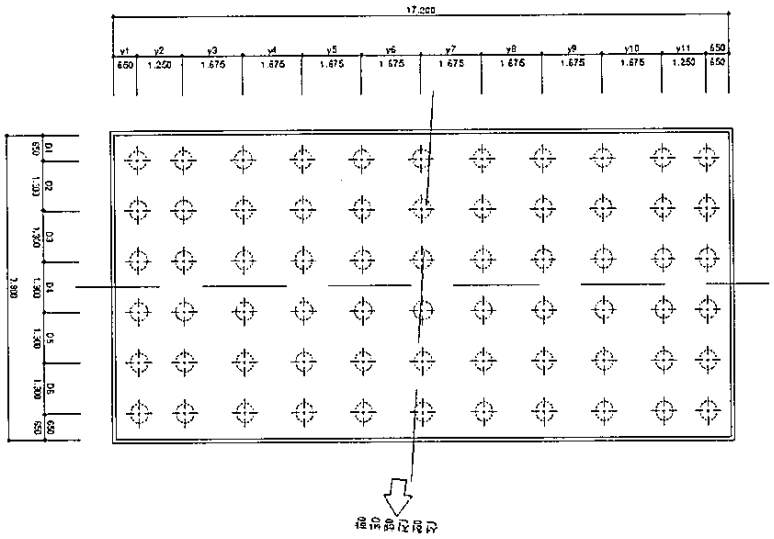
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	17.900

※ 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 = 8.38 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 = 10
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	31066.942	438.293	5754.294	SV016
	COMBO 2	29832.880	438.293	14971.619	SV007
	COMBO 3	29832.880	438.293	14971.620	SV020
	COMBO 4	27225.298	4024.989	21464.139	SV022
계수하중	COMBO 1	43652.423	0.000	19.140	UL001
	COMBO 2	40999.182	0.000	19836.442	UL002
	COMBO 3	29123.511	547.866	18718.954	UE021
	COMBO 4	27225.298	4024.989	21464.139	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.995

Kv = a x Ap x Ep / L = 241342.793 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 10 = 10000 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	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

Kh = 11812.88 kN/㎥

β = 0.349 m-1

βL = 0.349 x 17.9000 = 6.254 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

Kh = 25382.05 kN/㎥

β = 0.423 m-1

βL = 0.423 x 17.9000 = 7.572 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1115673.2	1980000.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1596520.0	-2340237.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15928624.4	15928624.4
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	431373085.8	432335898.9
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	0.0004141	0.0019504	0.0000149	COMBO 1	0.0000001	0.0027405	0.0000000
COMBO 2	0.0004449	0.0018729	0.0000364	COMBO 2	0.0000662	0.0025739	0.0000462
COMBO 3	0.0004449	0.0018729	0.0000364	COMBO 3	0.0005561	0.0018284	0.0000455
COMBO 4	0.0021050	0.0017092	0.0000610	COMBO 4	0.0021050	0.0017092	0.0000610

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.105 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 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	0.0004141	0.0020686	0.0000149	499.246	6.641	-8.988
	2	0.0004141	0.0020500	0.0000149	494.760	6.641	-8.988
	3	0.0004141	0.0020251	0.0000149	488.747	6.641	-8.988
	4	0.0004141	0.0020002	0.0000149	482.735	6.641	-8.988
	5	0.0004141	0.0019753	0.0000149	476.723	6.641	-8.988
	6	0.0004141	0.0019504	0.0000149	470.711	6.641	-8.988
	7	0.0004141	0.0019255	0.0000149	464.699	6.641	-8.988
	8	0.0004141	0.0019006	0.0000149	458.687	6.641	-8.988
	9	0.0004141	0.0018757	0.0000149	452.675	6.641	-8.988
	10	0.0004141	0.0018507	0.0000149	446.663	6.641	-8.988
	11	0.0004141	0.0018322	0.0000149	442.176	6.641	-8.988
COMBO 2	1	0.0004449	0.0021619	0.0000364	521.764	6.641	-8.245
	2	0.0004449	0.0021165	0.0000364	510.797	6.641	-8.245
	3	0.0004449	0.0020556	0.0000364	496.101	6.641	-8.245
	4	0.0004449	0.0019947	0.0000364	481.405	6.641	-8.245
	5	0.0004449	0.0019338	0.0000364	466.709	6.641	-8.245
	6	0.0004449	0.0018729	0.0000364	452.013	6.641	-8.245
	7	0.0004449	0.0018120	0.0000364	437.318	6.641	-8.245
	8	0.0004449	0.0017511	0.0000364	422.622	6.641	-8.245
	9	0.0004449	0.0016902	0.0000364	407.926	6.641	-8.245
	10	0.0004449	0.0016293	0.0000364	393.230	6.641	-8.245
	11	0.0004449	0.0015839	0.0000364	382.263	6.641	-8.245
COMBO 3	1	0.0004449	0.0021619	0.0000364	521.764	6.641	-8.245
	2	0.0004449	0.0021165	0.0000364	510.797	6.641	-8.245
	3	0.0004449	0.0020556	0.0000364	496.101	6.641	-8.245
	4	0.0004449	0.0019947	0.0000364	481.405	6.641	-8.245
	5	0.0004449	0.0019338	0.0000364	466.709	6.641	-8.245
	6	0.0004449	0.0018729	0.0000364	452.013	6.641	-8.245
	7	0.0004449	0.0018120	0.0000364	437.318	6.641	-8.245
	8	0.0004449	0.0017511	0.0000364	422.622	6.641	-8.245
	9	0.0004449	0.0016902	0.0000364	407.926	6.641	-8.245
	10	0.0004449	0.0016293	0.0000364	393.230	6.641	-8.245
	11	0.0004449	0.0015839	0.0000364	382.263	6.641	-8.245

COMBO 4	1	0.0021050	0.0021945	0.0000610	529.623	60.985	-69.522
	2	0.0021050	0.0021182	0.0000610	511.208	60.985	-69.522
	3	0.0021050	0.0020159	0.0000610	486.532	60.985	-69.522
	4	0.0021050	0.0019137	0.0000610	461.856	60.985	-69.522
	5	0.0021050	0.0018114	0.0000610	437.180	60.985	-69.522
	6	0.0021050	0.0017092	0.0000610	412.505	60.985	-69.522
	7	0.0021050	0.0016070	0.0000610	387.829	60.985	-69.522
	8	0.0021050	0.0015047	0.0000610	363.153	60.985	-69.522
	9	0.0021050	0.0014025	0.0000610	338.477	60.985	-69.522
	10	0.0021050	0.0013002	0.0000610	313.801	60.985	-69.522
	11	0.0021050	0.0012239	0.0000610	295.386	60.985	-69.522

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000001	0.0027409	0.0000000	661.486	0.000	0.002
	2	0.0000001	0.0027408	0.0000000	661.472	0.000	0.002
	3	0.0000001	0.0027407	0.0000000	661.454	0.000	0.002
	4	0.0000001	0.0027407	0.0000000	661.436	0.000	0.002
	5	0.0000001	0.0027406	0.0000000	661.418	0.000	0.002
	6	0.0000001	0.0027405	0.0000000	661.400	0.000	0.002
	7	0.0000001	0.0027404	0.0000000	661.382	0.000	0.002
	8	0.0000001	0.0027404	0.0000000	661.364	0.000	0.002
	9	0.0000001	0.0027403	0.0000000	661.346	0.000	0.002
	10	0.0000001	0.0027402	0.0000000	661.328	0.000	0.002
	11	0.0000001	0.0027401	0.0000000	661.315	0.000	0.002
COMBO 2	1	0.0000662	0.0029415	0.0000462	709.899	0.000	1.600
	2	0.0000662	0.0028837	0.0000462	695.952	0.000	1.600
	3	0.0000662	0.0028062	0.0000462	677.264	0.000	1.600
	4	0.0000662	0.0027288	0.0000462	658.576	0.000	1.600
	5	0.0000662	0.0026514	0.0000462	639.888	0.000	1.600
	6	0.0000662	0.0025739	0.0000462	621.200	0.000	1.600
	7	0.0000662	0.0024965	0.0000462	602.512	0.000	1.600
	8	0.0000662	0.0024191	0.0000462	583.823	0.000	1.600
	9	0.0000662	0.0023416	0.0000462	565.135	0.000	1.600
	10	0.0000662	0.0022642	0.0000462	546.447	0.000	1.600
	11	0.0000662	0.0022064	0.0000462	532.501	0.000	1.600
COMBO 3	1	0.0005561	0.0021897	0.0000455	528.473	8.301	-10.305
	2	0.0005561	0.0021329	0.0000455	514.761	8.301	-10.305
	3	0.0005561	0.0020568	0.0000455	496.387	8.301	-10.305
	4	0.0005561	0.0019806	0.0000455	478.013	8.301	-10.305
	5	0.0005561	0.0019045	0.0000455	459.639	8.301	-10.305
	6	0.0005561	0.0018284	0.0000455	441.265	8.301	-10.305
	7	0.0005561	0.0017522	0.0000455	422.891	8.301	-10.305
	8	0.0005561	0.0016761	0.0000455	404.517	8.301	-10.305
	9	0.0005561	0.0016000	0.0000455	386.143	8.301	-10.305
	10	0.0005561	0.0015238	0.0000455	367.770	8.301	-10.305
	11	0.0005561	0.0014670	0.0000455	354.058	8.301	-10.305
COMBO 4	1	0.0021050	0.0021945	0.0000610	529.623	60.985	-69.522
	2	0.0021050	0.0021182	0.0000610	511.208	60.985	-69.522
	3	0.0021050	0.0020159	0.0000610	486.532	60.985	-69.522
	4	0.0021050	0.0019137	0.0000610	461.856	60.985	-69.522
	5	0.0021050	0.0018114	0.0000610	437.180	60.985	-69.522
	6	0.0021050	0.0017092	0.0000610	412.505	60.985	-69.522
	7	0.0021050	0.0016070	0.0000610	387.829	60.985	-69.522
	8	0.0021050	0.0015047	0.0000610	363.153	60.985	-69.522
	9	0.0021050	0.0014025	0.0000610	338.477	60.985	-69.522
	10	0.0021050	0.0013002	0.0000610	313.801	60.985	-69.522
	11	0.0021050	0.0012239	0.0000610	295.386	60.985	-69.522

▣ 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	7.950	0	499.246	6.641	-8.988	6
	2	6.700	0	494.760	6.641	-8.988	6
	3	5.025	0	488.747	6.641	-8.988	6
	4	3.350	0	482.735	6.641	-8.988	6
	5	1.675	0	476.723	6.641	-8.988	6
	6	0.000	0	470.711	6.641	-8.988	6
	7	-1.675	0	464.699	6.641	-8.988	6
	8	-3.350	0	458.687	6.641	-8.988	6
	9	-5.025	0	452.675	6.641	-8.988	6
	10	-6.700	0	446.663	6.641	-8.988	6
	11	-7.950	0	442.176	6.641	-8.988	6
	계			31066.942	438.293	5754.294	66
COMBO 2	1	7.950	0	521.764	6.641	-8.245	6
	2	6.700	0	510.797	6.641	-8.245	6
	3	5.025	0	496.101	6.641	-8.245	6
	4	3.350	0	481.405	6.641	-8.245	6
	5	1.675	0	466.709	6.641	-8.245	6
	6	0.000	0	452.013	6.641	-8.245	6
	7	-1.675	0	437.318	6.641	-8.245	6
	8	-3.350	0	422.622	6.641	-8.245	6
	9	-5.025	0	407.926	6.641	-8.245	6
	10	-6.700	0	393.230	6.641	-8.245	6
	11	-7.950	0	382.263	6.641	-8.245	6
	계			29832.880	438.293	14971.619	66
COMBO 3	1	7.950	0	521.764	6.641	-8.245	6
	2	6.700	0	510.797	6.641	-8.245	6
	3	5.025	0	496.101	6.641	-8.245	6
	4	3.350	0	481.405	6.641	-8.245	6
	5	1.675	0	466.709	6.641	-8.245	6
	6	0.000	0	452.013	6.641	-8.245	6
	7	-1.675	0	437.318	6.641	-8.245	6
	8	-3.350	0	422.622	6.641	-8.245	6
	9	-5.025	0	407.926	6.641	-8.245	6
	10	-6.700	0	393.230	6.641	-8.245	6
	11	-7.950	0	382.263	6.641	-8.245	6
	계			29832.880	438.293	14971.620	66

COMBO 4	1	7.950	0	529.623	60.985	-69.522	6
	2	6.700	0	511.208	60.985	-69.522	6
	3	5.025	0	486.532	60.985	-69.522	6
	4	3.350	0	461.856	60.985	-69.522	6
	5	1.675	0	437.180	60.985	-69.522	6
	6	0.000	0	412.505	60.985	-69.522	6
	7	-1.675	0	387.829	60.985	-69.522	6
	8	-3.350	0	363.153	60.985	-69.522	6
	9	-5.025	0	338.477	60.985	-69.522	6
	10	-6.700	0	313.801	60.985	-69.522	6
	11	-7.950	0	295.386	60.985	-69.522	6
	계			27225.298	4024.989	21464.139	66

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	7.950	0	661.486	0.000	0.002	6
	2	6.700	0	661.472	0.000	0.002	6
	3	5.025	0	661.454	0.000	0.002	6
	4	3.350	0	661.436	0.000	0.002	6
	5	1.675	0	661.418	0.000	0.002	6
	6	0.000	0	661.400	0.000	0.002	6
	7	-1.675	0	661.382	0.000	0.002	6
	8	-3.350	0	661.364	0.000	0.002	6
	9	-5.025	0	661.346	0.000	0.002	6
	10	-6.700	0	661.328	0.000	0.002	6
	11	-7.950	0	661.315	0.000	0.002	6
	계			43652.423	0.000	19.140	66
COMBO 2	1	7.950	0	709.899	0.000	1.600	6
	2	6.700	0	695.952	0.000	1.600	6
	3	5.025	0	677.264	0.000	1.600	6
	4	3.350	0	658.576	0.000	1.600	6
	5	1.675	0	639.888	0.000	1.600	6
	6	0.000	0	621.200	0.000	1.600	6
	7	-1.675	0	602.512	0.000	1.600	6
	8	-3.350	0	583.823	0.000	1.600	6
	9	-5.025	0	565.135	0.000	1.600	6
	10	-6.700	0	546.447	0.000	1.600	6
	11	-7.950	0	532.501	0.000	1.600	6
	계			40999.182	0.000	19836.442	66
COMBO 3	1	7.950	0	528.473	8.301	-10.305	6
	2	6.700	0	514.761	8.301	-10.305	6
	3	5.025	0	496.387	8.301	-10.305	6
	4	3.350	0	478.013	8.301	-10.305	6
	5	1.675	0	459.639	8.301	-10.305	6
	6	0.000	0	441.265	8.301	-10.305	6
	7	-1.675	0	422.891	8.301	-10.305	6
	8	-3.350	0	404.517	8.301	-10.305	6
	9	-5.025	0	386.143	8.301	-10.305	6
	10	-6.700	0	367.770	8.301	-10.305	6
	11	-7.950	0	354.058	8.301	-10.305	6
	계			29123.511	547.866	18718.954	66
COMBO 4	1	7.950	0	529.623	60.985	-69.522	6
	2	6.700	0	511.208	60.985	-69.522	6
	3	5.025	0	486.532	60.985	-69.522	6
	4	3.350	0	461.856	60.985	-69.522	6
	5	1.675	0	437.180	60.985	-69.522	6
	6	0.000	0	412.505	60.985	-69.522	6
	7	-1.675	0	387.829	60.985	-69.522	6
	8	-3.350	0	363.153	60.985	-69.522	6
	9	-5.025	0	338.477	60.985	-69.522	6
	10	-6.700	0	313.801	60.985	-69.522	6
	11	-7.950	0	295.386	60.985	-69.522	6
	계			27225.298	4024.989	21464.139	66

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV016

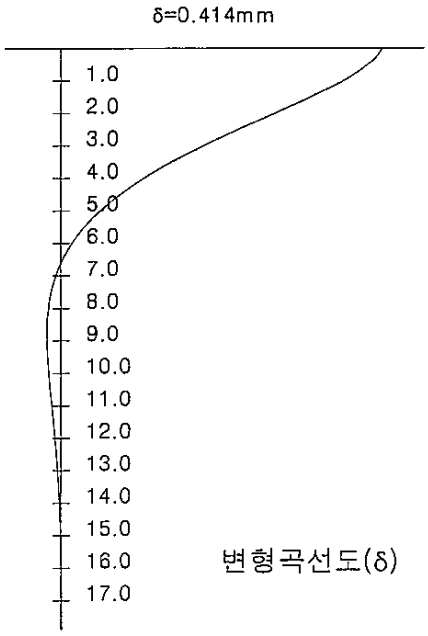
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

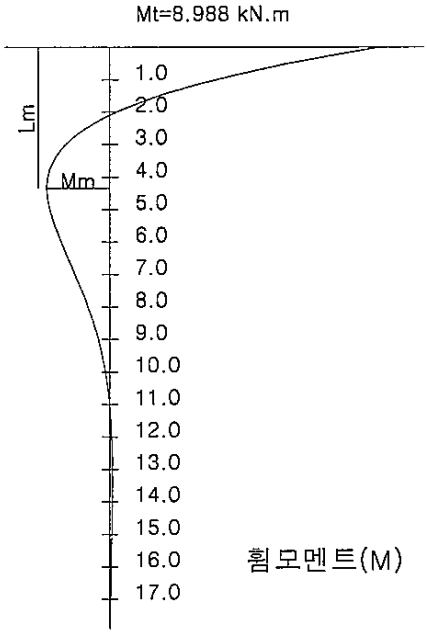
- 최대모멘트 및 깊이 : -2.088 kN.m, 4.341 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.414 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.414 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.988	-6.641	0.414	
1.193	2.742	-3.906	0.349	
2.387	-0.599	-1.823	0.240	
3.580	-1.913	-0.500	0.138	
4.773	-2.045	0.189	0.062	
5.967	-1.634	0.445	0.015	
7.160	-1.081	0.454	-0.009	
8.353	-0.593	0.354	-0.017	
9.547	-0.245	0.229	-0.017	
10.740	-0.038	0.123	-0.013	
11.933	0.061	0.048	-0.008	
13.127	0.090	0.005	-0.004	
14.320	0.082	-0.015	-0.002	
15.513	0.060	-0.020	0.000	
16.707	0.036	-0.018	0.001	
17.900	0.018	-0.013	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : SV007

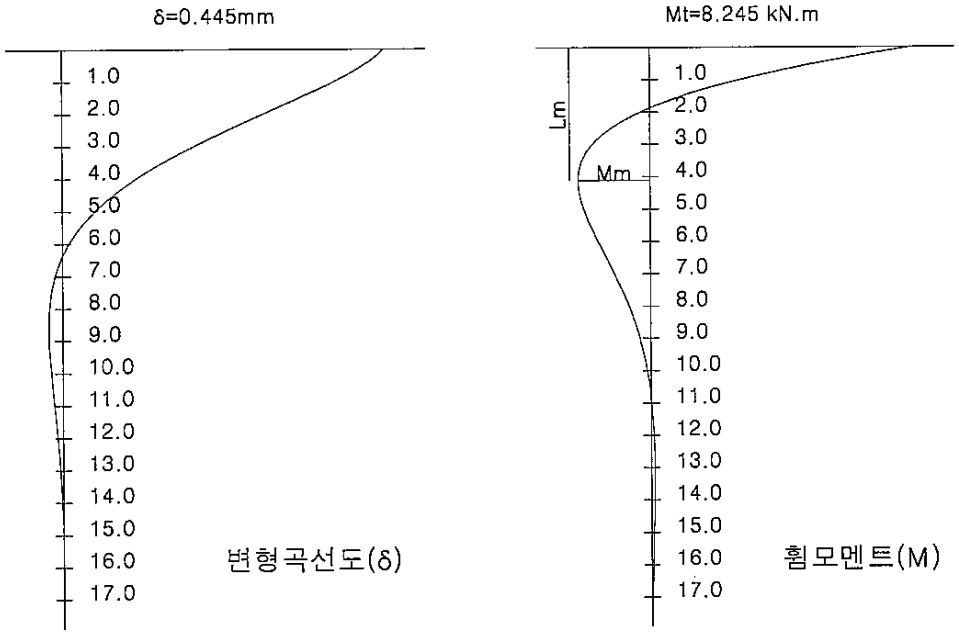
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.273 kN.m, 4.119 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.445 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.445 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.245	-6.641	0.445	
1.193	2.096	-3.767	0.359	
2.387	-1.055	-1.655	0.239	
3.580	-2.182	-0.359	0.133	
4.773	-2.171	0.287	0.056	
5.967	-1.669	0.501	0.010	
7.160	-1.068	0.480	-0.013	
8.353	-0.563	0.360	-0.019	
9.547	-0.214	0.226	-0.018	
10.740	-0.014	0.116	-0.013	
11.933	0.077	0.041	-0.008	
13.127	0.098	0.000	-0.004	
14.320	0.085	-0.018	-0.001	
15.513	0.060	-0.022	0.000	
16.707	0.035	-0.019	0.001	
17.900	0.016	-0.013	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : SV020

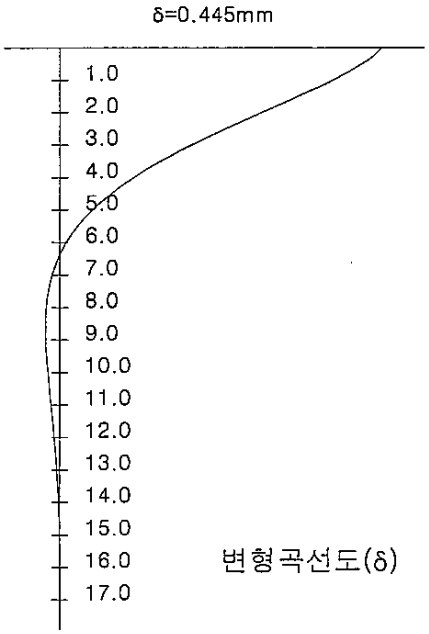
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

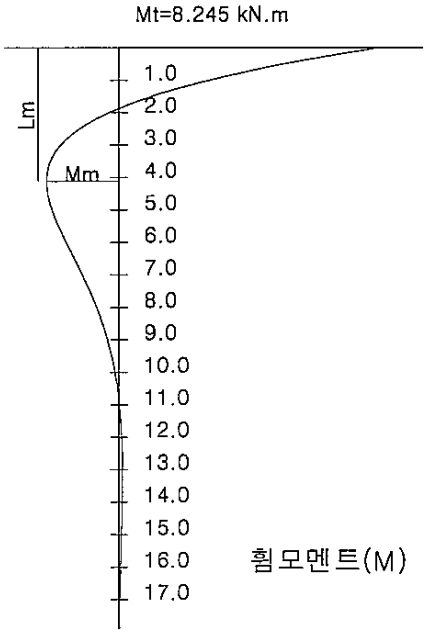
- 최대모멘트 및 깊이 : -2.273 kN.m, 4.119 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.445 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.445 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.245	-6.641	0.445	
1.193	2.096	-3.767	0.359	
2.387	-1.055	-1.655	0.239	
3.580	-2.182	-0.359	0.133	
4.773	-2.171	0.287	0.056	
5.967	-1.669	0.501	0.010	
7.160	-1.068	0.480	-0.013	
8.353	-0.563	0.360	-0.019	
9.547	-0.214	0.226	-0.018	
10.740	-0.014	0.116	-0.013	
11.933	0.077	0.041	-0.008	
13.127	0.098	0.000	-0.004	
14.320	0.085	-0.018	-0.001	
15.513	0.060	-0.022	0.000	
16.707	0.035	-0.019	0.001	
17.900	0.016	-0.013	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SV022

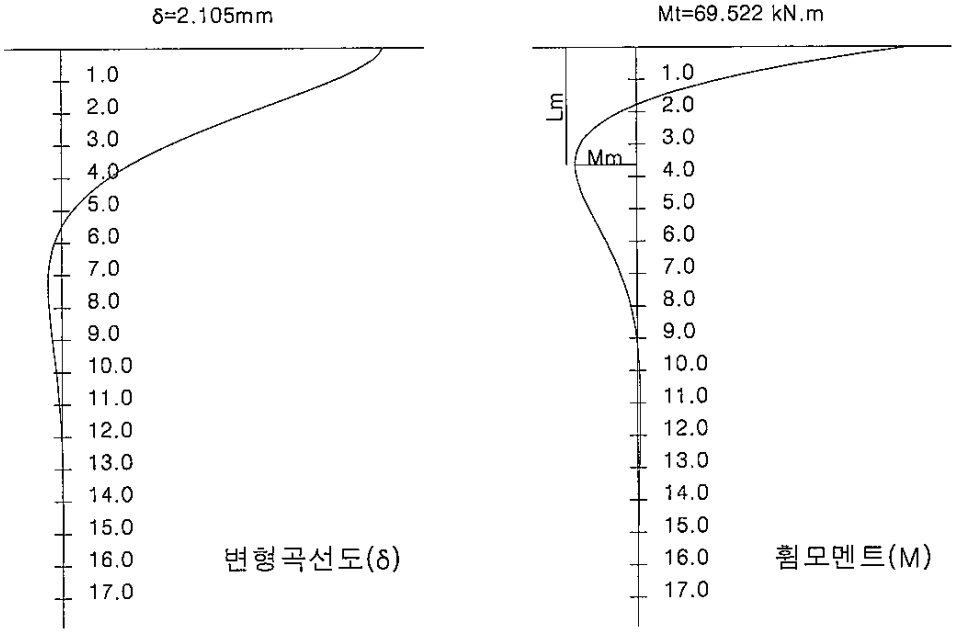
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.535 kN.m, 3.629 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.105 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.105 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	69.522	-60.985	2.105	
1.193	14.940	-31.588	1.684	
2.387	-9.544	-11.157	1.013	
3.580	-15.528	-0.280	0.457	
4.773	-12.930	3.769	0.113	
5.967	-8.005	4.085	-0.047	
7.160	-3.747	2.943	-0.091	
8.353	-1.043	1.621	-0.079	
9.547	0.263	0.641	-0.050	
10.740	0.658	0.086	-0.024	
11.933	0.600	-0.142	-0.007	
13.127	0.394	-0.182	0.001	
14.320	0.198	-0.140	0.004	
15.513	0.065	-0.082	0.004	
16.707	-0.003	-0.035	0.002	
17.900	-0.027	-0.008	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 3 : UE021

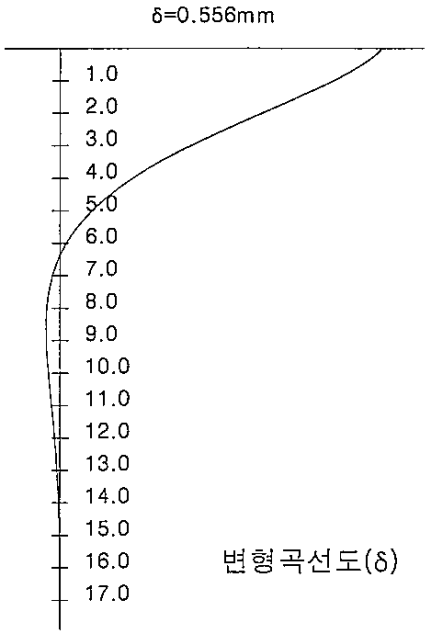
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

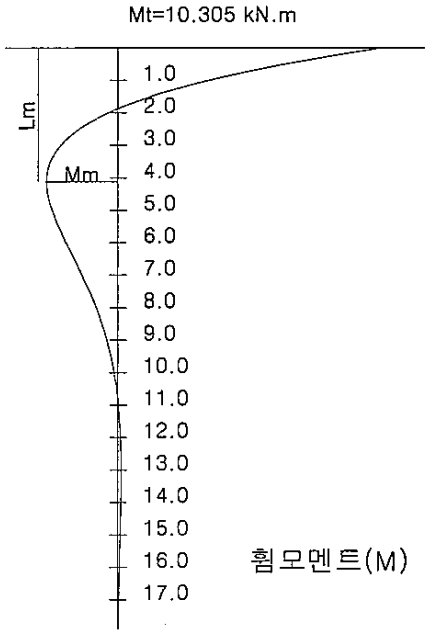
- 최대모멘트 및 깊이 : -2.841 kN.m, 4.119 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.556 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.556 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	10.305	-8.301	0.556	
1.193	2.619	-4.709	0.449	
2.387	-1.319	-2.069	0.299	
3.580	-2.728	-0.449	0.166	
4.773	-2.714	0.358	0.070	
5.967	-2.086	0.626	0.012	
7.160	-1.336	0.599	-0.016	
8.353	-0.703	0.450	-0.024	
9.547	-0.268	0.282	-0.022	
10.740	-0.017	0.145	-0.016	
11.933	0.096	0.052	-0.010	
13.127	0.123	0.000	-0.005	
14.320	0.106	-0.023	-0.002	
15.513	0.075	-0.028	0.000	
16.707	0.044	-0.023	0.001	
17.900	0.021	-0.016	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 4 : ULO22

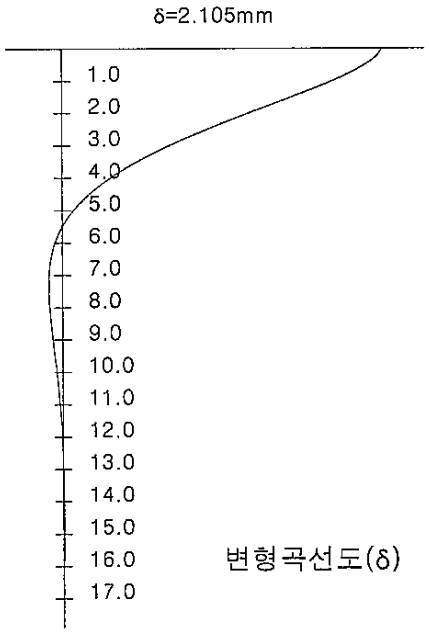
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

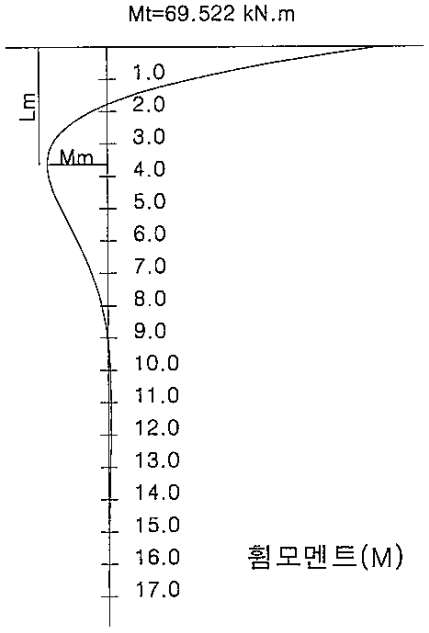
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.535 kN.m, 3.629 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.105 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.105 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	69.522	-60.985	2.105	
1.193	14.940	-31.588	1.684	
2.387	-9.544	-11.157	1.013	
3.580	-15.528	-0.280	0.457	
4.773	-12.930	3.769	0.113	
5.967	-8.005	4.085	-0.047	
7.160	-3.747	2.943	-0.091	
8.353	-1.043	1.621	-0.079	
9.547	0.263	0.641	-0.050	
10.740	0.658	0.086	-0.024	
11.933	0.600	-0.142	-0.007	
13.127	0.394	-0.182	0.001	
14.320	0.198	-0.140	0.004	
15.513	0.065	-0.082	0.004	
16.707	-0.003	-0.035	0.002	
17.900	-0.027	-0.008	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	557836.6	990000.2
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15928624.4	15928624.4
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	426803869.5	426803869.5
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	0.0007857	0.0019504	0.0000135	COMBO 1	0.0000000	0.0027405	0.0000000
COMBO 2	0.0007857	0.0018729	0.0000351	COMBO 2	0.0000000	0.0025739	0.0000465
COMBO 3	0.0007857	0.0018729	0.0000351	COMBO 3	0.0009821	0.0018284	0.0000439
COMBO 4	0.0040656	0.0017092	0.0000503	COMBO 4	0.0040656	0.0017092	0.0000503

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.066 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 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	0.0007857	0.0020576	0.0000135	496.579	6.641	0.000
	2	0.0007857	0.0020407	0.0000135	492.512	6.641	0.000
	3	0.0007857	0.0020181	0.0000135	487.062	6.641	0.000
	4	0.0007857	0.0019956	0.0000135	481.612	6.641	0.000
	5	0.0007857	0.0019730	0.0000135	476.161	6.641	0.000
	6	0.0007857	0.0019504	0.0000135	470.711	6.641	0.000
	7	0.0007857	0.0019278	0.0000135	465.261	6.641	0.000
	8	0.0007857	0.0019052	0.0000135	459.811	6.641	0.000
	9	0.0007857	0.0018826	0.0000135	454.361	6.641	0.000
	10	0.0007857	0.0018601	0.0000135	448.910	6.641	0.000
	11	0.0007857	0.0018432	0.0000135	444.843	6.641	0.000
COMBO 2	1	0.0007857	0.0021518	0.0000351	519.317	6.641	0.000
	2	0.0007857	0.0021079	0.0000351	508.735	6.641	0.000
	3	0.0007857	0.0020492	0.0000351	494.555	6.641	0.000
	4	0.0007857	0.0019904	0.0000351	480.374	6.641	0.000
	5	0.0007857	0.0019317	0.0000351	466.194	6.641	0.000
	6	0.0007857	0.0018729	0.0000351	452.013	6.641	0.000
	7	0.0007857	0.0018142	0.0000351	437.833	6.641	0.000
	8	0.0007857	0.0017554	0.0000351	423.652	6.641	0.000
	9	0.0007857	0.0016966	0.0000351	409.472	6.641	0.000
	10	0.0007857	0.0016379	0.0000351	395.292	6.641	0.000
	11	0.0007857	0.0015940	0.0000351	384.709	6.641	0.000
COMBO 3	1	0.0007857	0.0021518	0.0000351	519.317	6.641	0.000
	2	0.0007857	0.0021079	0.0000351	508.735	6.641	0.000
	3	0.0007857	0.0020492	0.0000351	494.555	6.641	0.000
	4	0.0007857	0.0019904	0.0000351	480.374	6.641	0.000
	5	0.0007857	0.0019317	0.0000351	466.194	6.641	0.000
	6	0.0007857	0.0018729	0.0000351	452.013	6.641	0.000
	7	0.0007857	0.0018142	0.0000351	437.833	6.641	0.000
	8	0.0007857	0.0017554	0.0000351	423.652	6.641	0.000
	9	0.0007857	0.0016966	0.0000351	409.472	6.641	0.000
	10	0.0007857	0.0016379	0.0000351	395.292	6.641	0.000
	11	0.0007857	0.0015940	0.0000351	384.709	6.641	0.000

COMBO 4	1	0.0040656	0.0021090	0.0000503	508.995	60.985	0.000
	2	0.0040656	0.0020462	0.0000503	493.824	60.985	0.000
	3	0.0040656	0.0019619	0.0000503	473.494	60.985	0.000
	4	0.0040656	0.0018777	0.0000503	453.164	60.985	0.000
	5	0.0040656	0.0017934	0.0000503	432.834	60.985	0.000
	6	0.0040656	0.0017092	0.0000503	412.505	60.985	0.000
	7	0.0040656	0.0016250	0.0000503	392.175	60.985	0.000
	8	0.0040656	0.0015407	0.0000503	371.845	60.985	0.000
	9	0.0040656	0.0014565	0.0000503	351.515	60.985	0.000
	10	0.0040656	0.0013723	0.0000503	331.185	60.985	0.000
	11	0.0040656	0.0013094	0.0000503	316.014	60.985	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0027409	0.0000000	661.486	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0027408	0.0000000	661.473	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0027407	0.0000000	661.455	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0027407	0.0000000	661.437	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0027406	0.0000000	661.418	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.400	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0027404	0.0000000	661.382	0.000	0.000
	8	0.0000000	0.0027404	0.0000000	661.364	0.000	0.000
	9	0.0000000	0.0027403	0.0000000	661.346	0.000	0.000
	10	0.0000000	0.0027402	0.0000000	661.328	0.000	0.000
	11	0.0000000	0.0027401	0.0000000	661.314	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0000000	0.0029434	0.0000465	710.373	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0028853	0.0000465	696.352	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0028075	0.0000465	677.564	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0027296	0.0000465	658.776	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0026518	0.0000465	639.988	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0025739	0.0000465	621.200	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0024961	0.0000465	602.412	0.000	0.000
	8	0.0000000	0.0024182	0.0000465	583.623	0.000	0.000
	9	0.0000000	0.0023404	0.0000465	564.835	0.000	0.000
	10	0.0000000	0.0022625	0.0000465	546.047	0.000	0.000
	11	0.0000000	0.0022044	0.0000465	532.026	0.000	0.000
COMBO 3	1	0.0009821	0.0021771	0.0000439	525.415	8.301	0.000
	2	0.0009821	0.0021222	0.0000439	512.184	8.301	0.000
	3	0.0009821	0.0020488	0.0000439	494.455	8.301	0.000
	4	0.0009821	0.0019753	0.0000439	476.725	8.301	0.000
	5	0.0009821	0.0019018	0.0000439	458.995	8.301	0.000
	6	0.0009821	0.0018284	0.0000439	441.265	8.301	0.000
	7	0.0009821	0.0017549	0.0000439	423.536	8.301	0.000
	8	0.0009821	0.0016814	0.0000439	405.806	8.301	0.000
	9	0.0009821	0.0016080	0.0000439	388.076	8.301	0.000
	10	0.0009821	0.0015345	0.0000439	370.346	8.301	0.000
	11	0.0009821	0.0014797	0.0000439	357.115	8.301	0.000
COMBO 4	1	0.0040656	0.0021090	0.0000503	508.995	60.985	0.000
	2	0.0040656	0.0020462	0.0000503	493.824	60.985	0.000
	3	0.0040656	0.0019619	0.0000503	473.494	60.985	0.000
	4	0.0040656	0.0018777	0.0000503	453.164	60.985	0.000
	5	0.0040656	0.0017934	0.0000503	432.834	60.985	0.000
	6	0.0040656	0.0017092	0.0000503	412.505	60.985	0.000
	7	0.0040656	0.0016250	0.0000503	392.175	60.985	0.000
	8	0.0040656	0.0015407	0.0000503	371.845	60.985	0.000
	9	0.0040656	0.0014565	0.0000503	351.515	60.985	0.000
	10	0.0040656	0.0013723	0.0000503	331.185	60.985	0.000
	11	0.0040656	0.0013094	0.0000503	316.014	60.985	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	7.950	0	496.579	6.641	0.000	6
	2	6.700	0	492.512	6.641	0.000	6
	3	5.025	0	487.062	6.641	0.000	6
	4	3.350	0	481.612	6.641	0.000	6
	5	1.675	0	476.161	6.641	0.000	6
	6	0.000	0	470.711	6.641	0.000	6
	7	-1.675	0	465.261	6.641	0.000	6
	8	-3.350	0	459.811	6.641	0.000	6
	9	-5.025	0	454.361	6.641	0.000	6
	10	-6.700	0	448.910	6.641	0.000	6
	11	-7.950	0	444.843	6.641	0.000	6
	계			31066.942	438.293	0.000	66
COMBO 2	1	7.950	0	519.317	6.641	0.000	6
	2	6.700	0	508.735	6.641	0.000	6
	3	5.025	0	494.555	6.641	0.000	6
	4	3.350	0	480.374	6.641	0.000	6
	5	1.675	0	466.194	6.641	0.000	6
	6	0.000	0	452.013	6.641	0.000	6
	7	-1.675	0	437.833	6.641	0.000	6
	8	-3.350	0	423.652	6.641	0.000	6
	9	-5.025	0	409.472	6.641	0.000	6
	10	-6.700	0	395.292	6.641	0.000	6
	11	-7.950	0	384.709	6.641	0.000	6
	계			29832.880	438.293	0.000	66
COMBO 3	1	7.950	0	519.317	6.641	0.000	6
	2	6.700	0	508.735	6.641	0.000	6
	3	5.025	0	494.555	6.641	0.000	6
	4	3.350	0	480.374	6.641	0.000	6
	5	1.675	0	466.194	6.641	0.000	6
	6	0.000	0	452.013	6.641	0.000	6
	7	-1.675	0	437.833	6.641	0.000	6
	8	-3.350	0	423.652	6.641	0.000	6
	9	-5.025	0	409.472	6.641	0.000	6
	10	-6.700	0	395.292	6.641	0.000	6
	11	-7.950	0	384.709	6.641	0.000	6
	계			29832.880	438.293	0.000	66

COMBO 4	1	7.950	0	508.995	60.985	0.000	6
	2	6.700	0	493.824	60.985	0.000	6
	3	5.025	0	473.494	60.985	0.000	6
	4	3.350	0	453.164	60.985	0.000	6
	5	1.675	0	432.834	60.985	0.000	6
	6	0.000	0	412.505	60.985	0.000	6
	7	-1.675	0	392.175	60.985	0.000	6
	8	-3.350	0	371.845	60.985	0.000	6
	9	-5.025	0	351.515	60.985	0.000	6
	10	-6.700	0	331.185	60.985	0.000	6
	11	-7.950	0	316.014	60.985	0.000	6
	계			27225.298	4024.989	0.000	66

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	7.950	0	661.486	0.000	0.000	6
	2	6.700	0	661.473	0.000	0.000	6
	3	5.025	0	661.455	0.000	0.000	6
	4	3.350	0	661.437	0.000	0.000	6
	5	1.675	0	661.418	0.000	0.000	6
	6	0.000	0	661.400	0.000	0.000	6
	7	-1.675	0	661.382	0.000	0.000	6
	8	-3.350	0	661.364	0.000	0.000	6
	9	-5.025	0	661.346	0.000	0.000	6
	10	-6.700	0	661.328	0.000	0.000	6
	11	-7.950	0	661.314	0.000	0.000	6
	계			43652.423	0.000	0.000	66
COMBO 2	1	7.950	0	710.373	0.000	0.000	6
	2	6.700	0	696.352	0.000	0.000	6
	3	5.025	0	677.564	0.000	0.000	6
	4	3.350	0	658.776	0.000	0.000	6
	5	1.675	0	639.988	0.000	0.000	6
	6	0.000	0	621.200	0.000	0.000	6
	7	-1.675	0	602.412	0.000	0.000	6
	8	-3.350	0	583.623	0.000	0.000	6
	9	-5.025	0	564.835	0.000	0.000	6
	10	-6.700	0	546.047	0.000	0.000	6
	11	-7.950	0	532.026	0.000	0.000	6
	계			40999.182	0.000	0.000	66
COMBO 3	1	7.950	0	525.415	8.301	0.000	6
	2	6.700	0	512.184	8.301	0.000	6
	3	5.025	0	494.455	8.301	0.000	6
	4	3.350	0	476.725	8.301	0.000	6
	5	1.675	0	458.995	8.301	0.000	6
	6	0.000	0	441.265	8.301	0.000	6
	7	-1.675	0	423.536	8.301	0.000	6
	8	-3.350	0	405.806	8.301	0.000	6
	9	-5.025	0	388.076	8.301	0.000	6
	10	-6.700	0	370.346	8.301	0.000	6
	11	-7.950	0	357.115	8.301	0.000	6
	계			29123.511	547.866	0.000	66
COMBO 4	1	7.950	0	508.995	60.985	0.000	6
	2	6.700	0	493.824	60.985	0.000	6
	3	5.025	0	473.494	60.985	0.000	6
	4	3.350	0	453.164	60.985	0.000	6
	5	1.675	0	432.834	60.985	0.000	6
	6	0.000	0	412.505	60.985	0.000	6
	7	-1.675	0	392.175	60.985	0.000	6
	8	-3.350	0	371.845	60.985	0.000	6
	9	-5.025	0	351.515	60.985	0.000	6
	10	-6.700	0	331.185	60.985	0.000	6
	11	-7.950	0	316.014	60.985	0.000	6
	계			27225.298	4024.989	0.000	66

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV016

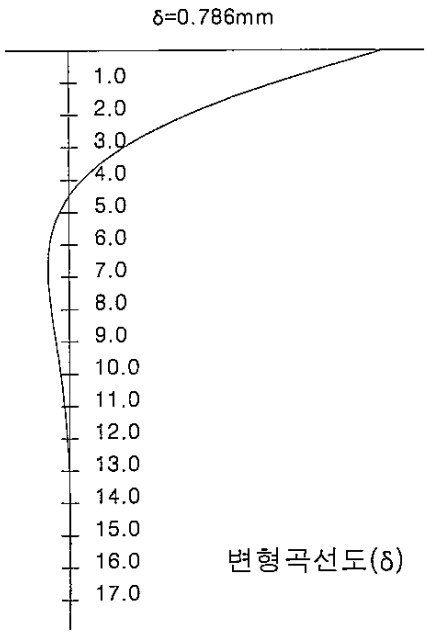
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.127 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.786 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.786 mm

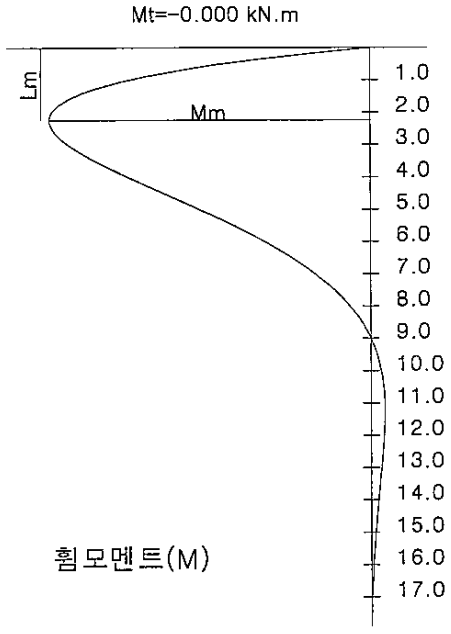
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-6.641	0.786	
1.193	-5.073	-2.229	0.473	
2.387	-6.113	0.198	0.229	
3.580	-5.164	1.207	0.071	
4.773	-3.569	1.368	-0.014	
5.967	-2.058	1.125	-0.048	
7.160	-0.930	0.761	-0.052	
8.353	-0.227	0.429	-0.041	
9.547	0.130	0.186	-0.027	
10.740	0.256	0.038	-0.015	
11.933	0.252	-0.035	-0.006	
13.127	0.192	-0.059	-0.001	
14.320	0.122	-0.056	0.002	
15.513	0.064	-0.041	0.002	
16.707	0.024	-0.026	0.002	
17.900	0.001	-0.013	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉡ COMBO 2 : SV007

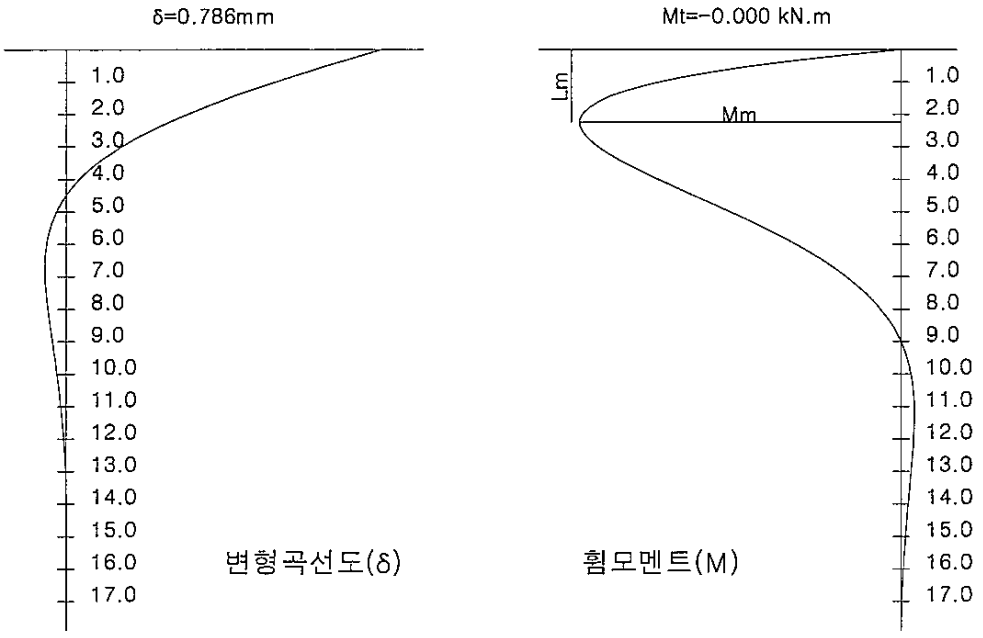
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.127 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.786 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.786 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-6.641	0.786	
1.193	-5.073	-2.229	0.473	
2.387	-6.113	0.198	0.229	
3.580	-5.164	1.207	0.071	
4.773	-3.569	1.368	-0.014	
5.967	-2.058	1.125	-0.048	
7.160	-0.930	0.761	-0.052	
8.353	-0.227	0.429	-0.041	
9.547	0.130	0.186	-0.027	
10.740	0.256	0.038	-0.015	
11.933	0.252	-0.035	-0.006	
13.127	0.192	-0.059	-0.001	
14.320	0.122	-0.056	0.002	
15.513	0.064	-0.041	0.002	
16.707	0.024	-0.026	0.002	
17.900	0.001	-0.013	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV020

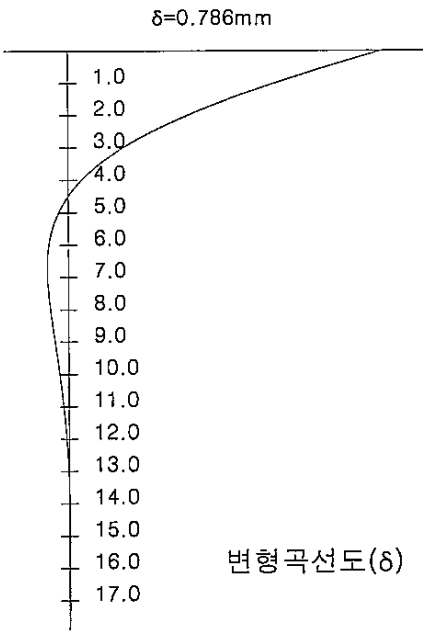
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

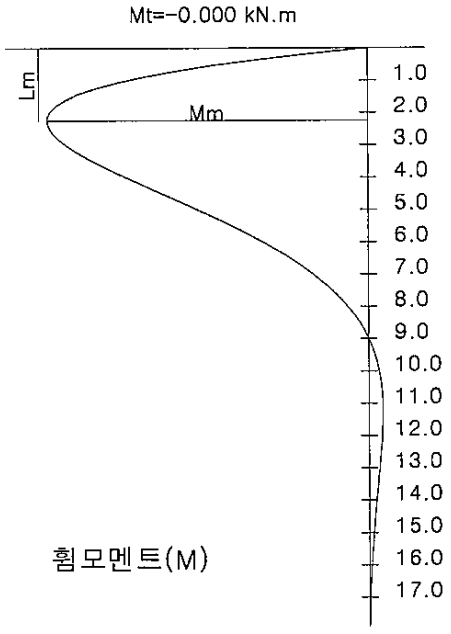
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.127 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.786 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.786 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-6.641	0.786	
1.193	-5.073	-2.229	0.473	
2.387	-6.113	0.198	0.229	
3.580	-5.164	1.207	0.071	
4.773	-3.569	1.368	-0.014	
5.967	-2.058	1.125	-0.048	
7.160	-0.930	0.761	-0.052	
8.353	-0.227	0.429	-0.041	
9.547	0.130	0.186	-0.027	
10.740	0.256	0.038	-0.015	
11.933	0.252	-0.035	-0.006	
13.127	0.192	-0.059	-0.001	
14.320	0.122	-0.056	0.002	
15.513	0.064	-0.041	0.002	
16.707	0.024	-0.026	0.002	
17.900	0.001	-0.013	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SV022

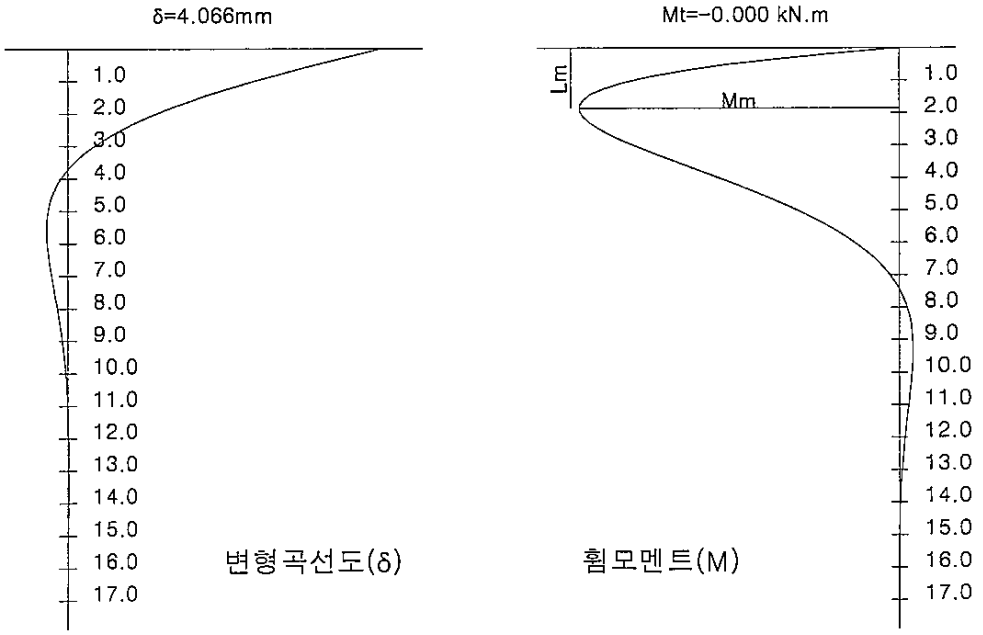
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.477 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.066 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.066 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-60.985	4.066	
1.193	-42.086	-14.416	2.148	
2.387	-44.470	6.988	0.788	
3.580	-31.654	12.636	0.050	
4.773	-17.245	10.805	-0.234	
5.967	-6.688	6.814	-0.266	
7.160	-0.784	3.263	-0.195	
8.353	1.609	0.965	-0.110	
9.547	1.985	-0.169	-0.045	
10.740	1.512	-0.530	-0.007	
11.933	0.874	-0.499	0.009	
13.127	0.373	-0.334	0.012	
14.320	0.075	-0.171	0.009	
15.513	-0.056	-0.059	0.006	
16.707	-0.087	0.000	0.002	
17.900	-0.071	0.021	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 3 : UE021

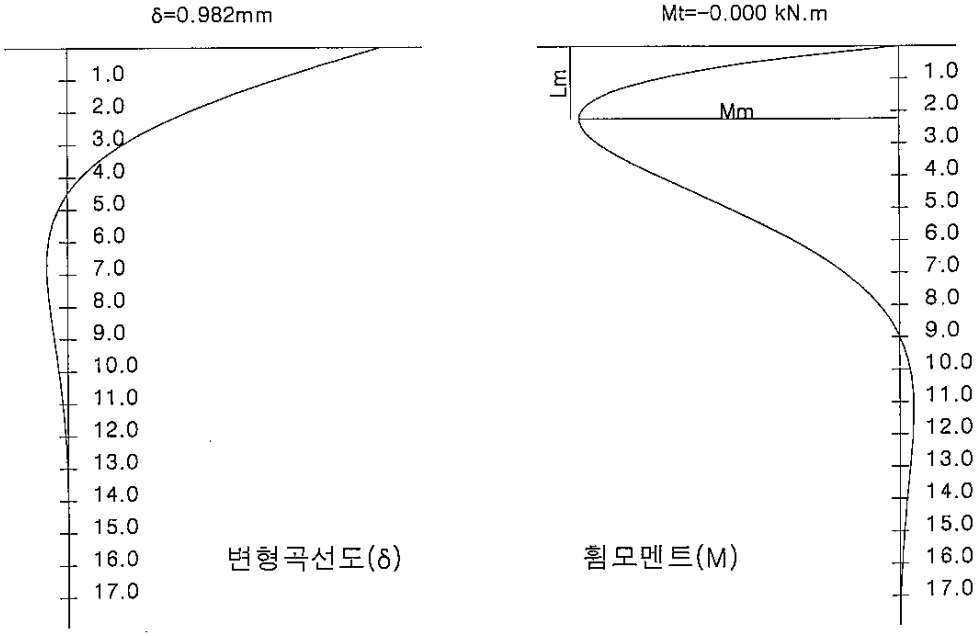
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.659 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.982 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.982 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.301	0.982	
1.193	-6.341	-2.786	0.592	
2.387	-7.642	0.247	0.287	
3.580	-6.456	1.508	0.088	
4.773	-4.461	1.710	-0.018	
5.967	-2.572	1.406	-0.060	
7.160	-1.162	0.952	-0.065	
8.353	-0.284	0.536	-0.052	
9.547	0.163	0.233	-0.034	
10.740	0.320	0.048	-0.019	
11.933	0.314	-0.044	-0.008	
13.127	0.240	-0.073	-0.001	
14.320	0.153	-0.069	0.002	
15.513	0.080	-0.052	0.003	
16.707	0.030	-0.032	0.003	
17.900	0.001	-0.016	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : ULO22

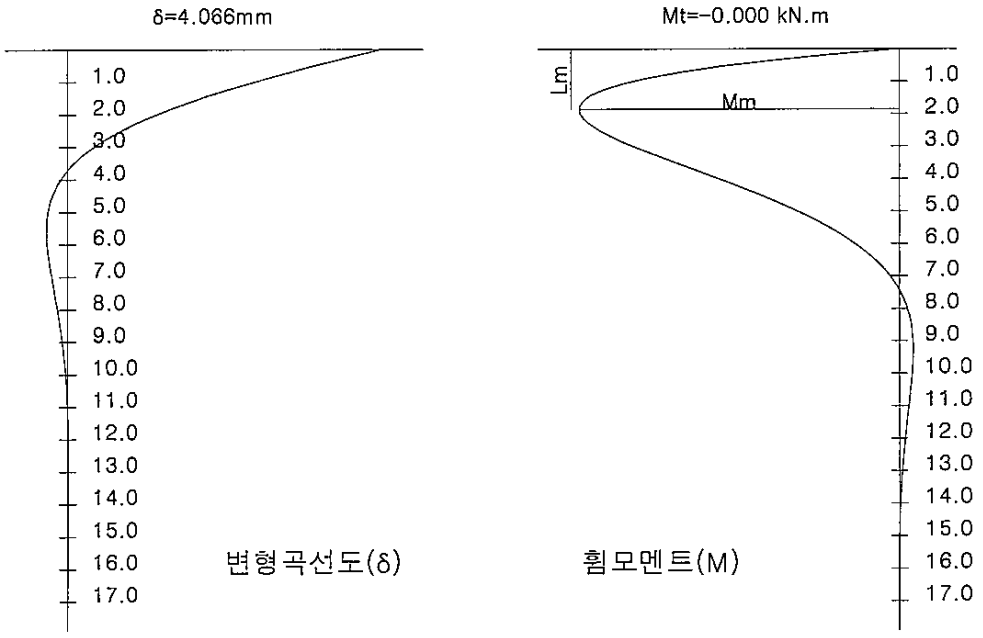
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.477 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.066 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.066 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-60.985	4.066	
1.193	-42.086	-14.416	2.148	
2.387	-44.470	6.988	0.788	
3.580	-31.654	12.636	0.050	
4.773	-17.245	10.805	-0.234	
5.967	-6.688	6.814	-0.266	
7.160	-0.784	3.263	-0.195	
8.353	1.609	0.965	-0.110	
9.547	1.985	-0.169	-0.045	
10.740	1.512	-0.530	-0.007	
11.933	0.874	-0.499	0.009	
13.127	0.373	-0.334	0.012	
14.320	0.075	-0.171	0.009	
15.513	-0.056	-0.059	0.006	
16.707	-0.087	0.000	0.002	
17.900	-0.071	0.021	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 995.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1492.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.7857 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 4.0656 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 612.700 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 919.050 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	499.246	442.176	995.000	612.700	O.K
	HINGE	496.579	444.843	995.000	612.700	O.K
COMBO 2	FIX	521.764	382.263	995.000	612.700	O.K
	HINGE	519.317	384.709	995.000	612.700	O.K
COMBO 3	FIX	521.764	382.263	995.000	612.700	O.K
	HINGE	519.317	384.709	995.000	612.700	O.K
COMBO 4	FIX	529.623	295.386	1492.500	919.050	O.K
	HINGE	508.995	316.014	1492.500	919.050	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 : 18.00 m

이음개소수 : 1 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 5.00%

장경비 (L/D) = 17.90/0.500 = 35.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 5.00% 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 = 26.600 MPa (평상시)
= 39.900 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)
= -4.750 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
= 8.380 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	499.246	8.988	9.613	26.60	7.798	0.00	O.K
	HINGE	496.579	6.127	9.299	26.60	8.062	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	521.764	8.245	9.745	26.60	8.081	0.00	O.K
	HINGE	519.317	6.127	9.509	26.60	8.272	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	521.764	8.245	9.745	26.60	8.081	0.00	O.K
	HINGE	519.317	6.127	9.509	26.60	8.272	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	529.623	69.522	16.003	39.90	1.967	-4.75	O.K
	HINGE	508.995	46.477	13.487	39.90	4.103	-4.75	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.808 MPa (평상시)
= 1.188 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	6.641	0.120	0.808	O.K
	HINGE	6.641	0.120	0.808	O.K
COMBO 2	FIX	6.641	0.120	0.808	O.K
	HINGE	6.641	0.120	0.808	O.K
COMBO 3	FIX	6.641	0.120	0.808	O.K
	HINGE	6.641	0.120	0.808	O.K
COMBO 4	FIX	60.985	1.098	1.188	O.K
	HINGE	60.985	1.098	1.188	O.K

15. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

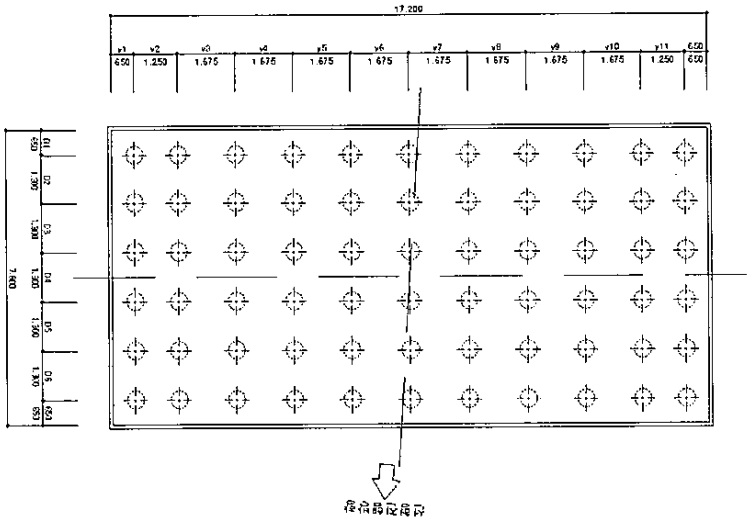
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	17.900

※ 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 = 8.38 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 = 10
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	31066.942	68.644	349.483	SVB05
	COMBO 2	27225.298	137.289	699.759	SVB04
	COMBO 3	27225.298	137.289	699.759	SVB26
	COMBO 4	27225.298	3582.259	28432.234	SVB22
계수하중	COMBO 1	43652.423	0.000	0.975	ULB01
	COMBO 2	27225.298	178.475	909.851	UEB04
	COMBO 3	24502.768	164.746	839.875	UEB26
	COMBO 4	27225.298	3582.259	28432.234	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.995

Kv = a x Ap x Ep / L = 241342.793 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 측직각방향 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 10 = 10000 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	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

Kh = 11812.88 kN/㎥

β = 0.349 m-1

βL = 0.349 x 17.9000 = 6.254 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

Kh = 25382.05 kN/㎥

β = 0.423 m-1

βL = 0.423 x 17.9000 = 7.572 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1115673.2	1980000.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1596520.0	-2340237.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15928624.4	15928624.4
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	83084060.5	84046873.6
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	0.0000695	0.0019504	0.0000055	COMBO 1	0.0000000	0.0027405	0.0000000
COMBO 2	0.0001389	0.0017092	0.0000111	COMBO 2	0.0001806	0.0017092	0.0000144
COMBO 3	0.0001389	0.0017092	0.0000111	COMBO 3	0.0001667	0.0015383	0.0000133
COMBO 4	0.0022842	0.0017092	0.0004019	COMBO 4	0.0022842	0.0017092	0.0004019

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.284 ㎜ ≤ 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	0.0000695	0.0019684	0.0000055	475.057	1.040	-1.297
	2	0.0000695	0.0019612	0.0000055	473.319	1.040	-1.297
	3	0.0000695	0.0019540	0.0000055	471.580	1.040	-1.297
	4	0.0000695	0.0019468	0.0000055	469.842	1.040	-1.297
	5	0.0000695	0.0019396	0.0000055	468.104	1.040	-1.297
	6	0.0000695	0.0019324	0.0000055	466.365	1.040	-1.297
COMBO 2	1	0.0001389	0.0017453	0.0000111	421.205	2.080	-2.593
	2	0.0001389	0.0017308	0.0000111	417.725	2.080	-2.593
	3	0.0001389	0.0017164	0.0000111	414.245	2.080	-2.593
	4	0.0001389	0.0017020	0.0000111	410.765	2.080	-2.593
	5	0.0001389	0.0016876	0.0000111	407.284	2.080	-2.593
	6	0.0001389	0.0016732	0.0000111	403.804	2.080	-2.593
COMBO 3	1	0.0001389	0.0017453	0.0000111	421.205	2.080	-2.593
	2	0.0001389	0.0017308	0.0000111	417.725	2.080	-2.593
	3	0.0001389	0.0017164	0.0000111	414.245	2.080	-2.593
	4	0.0001389	0.0017020	0.0000111	410.765	2.080	-2.593
	5	0.0001389	0.0016876	0.0000111	407.284	2.080	-2.593
	6	0.0001389	0.0016732	0.0000111	403.804	2.080	-2.593
COMBO 4	1	0.0022842	0.0030154	0.0004019	727.735	54.277	-47.309
	2	0.0022842	0.0024929	0.0004019	601.643	54.277	-47.309
	3	0.0022842	0.0019704	0.0004019	475.551	54.277	-47.309
	4	0.0022842	0.0014480	0.0004019	349.458	54.277	-47.309
	5	0.0022842	0.0009255	0.0004019	223.366	54.277	-47.309
	6	0.0022842	0.0004031	0.0004019	97.274	54.277	-47.309

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.410	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.406	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.402	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.398	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.395	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.391	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0001806	0.0017561	0.0000144	423.816	2.704	-3.370
	2	0.0001806	0.0017373	0.0000144	419.292	2.704	-3.370
	3	0.0001806	0.0017186	0.0000144	414.767	2.704	-3.370
	4	0.0001806	0.0016998	0.0000144	410.242	2.704	-3.370
	5	0.0001806	0.0016811	0.0000144	405.718	2.704	-3.370
	6	0.0001806	0.0016623	0.0000144	401.193	2.704	-3.370
COMBO 3	1	0.0001667	0.0015816	0.0000133	381.696	2.496	-3.111
	2	0.0001667	0.0015642	0.0000133	377.519	2.496	-3.111
	3	0.0001667	0.0015469	0.0000133	373.342	2.496	-3.111
	4	0.0001667	0.0015296	0.0000133	369.166	2.496	-3.111
	5	0.0001667	0.0015123	0.0000133	364.989	2.496	-3.111
	6	0.0001667	0.0014950	0.0000133	360.812	2.496	-3.111
COMBO 4	1	0.0022842	0.0030154	0.0004019	727.735	54.277	-47.309
	2	0.0022842	0.0024929	0.0004019	601.643	54.277	-47.309
	3	0.0022842	0.0019704	0.0004019	475.551	54.277	-47.309
	4	0.0022842	0.0014480	0.0004019	349.458	54.277	-47.309
	5	0.0022842	0.0009255	0.0004019	223.366	54.277	-47.309
	6	0.0022842	0.0004031	0.0004019	97.274	54.277	-47.309

▣ 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	475.057	1.040	-1.297	11
	2	1.950	0	473.319	1.040	-1.297	11
	3	0.650	0	471.580	1.040	-1.297	11
	4	-0.650	0	469.842	1.040	-1.297	11
	5	-1.950	0	468.104	1.040	-1.297	11
	6	-3.250	0	466.365	1.040	-1.297	11
	계			31066.942	68.644	349.483	66
COMBO 2	1	3.250	0	421.205	2.080	-2.593	11
	2	1.950	0	417.725	2.080	-2.593	11
	3	0.650	0	414.245	2.080	-2.593	11
	4	-0.650	0	410.765	2.080	-2.593	11
	5	-1.950	0	407.284	2.080	-2.593	11
	6	-3.250	0	403.804	2.080	-2.593	11
	계			27225.298	137.289	699.759	66
COMBO 3	1	3.250	0	421.205	2.080	-2.593	11
	2	1.950	0	417.725	2.080	-2.593	11
	3	0.650	0	414.245	2.080	-2.593	11
	4	-0.650	0	410.765	2.080	-2.593	11
	5	-1.950	0	407.284	2.080	-2.593	11
	6	-3.250	0	403.804	2.080	-2.593	11
	계			27225.298	137.289	699.759	66
COMBO 4	1	3.250	0	727.735	54.277	-47.309	11
	2	1.950	0	601.643	54.277	-47.309	11
	3	0.650	0	475.551	54.277	-47.309	11
	4	-0.650	0	349.458	54.277	-47.309	11
	5	-1.950	0	223.366	54.277	-47.309	11
	6	-3.250	0	97.274	54.277	-47.309	11
	계			27225.298	3582.259	28432.234	66

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	661.410	0.000	0.000	11
	2	1.950	0	661.406	0.000	0.000	11
	3	0.650	0	661.402	0.000	0.000	11
	4	-0.650	0	661.398	0.000	0.000	11
	5	-1.950	0	661.395	0.000	0.000	11
	6	-3.250	0	661.391	0.000	0.000	11
	계			43652.423	0.000	0.975	66
COMBO 2	1	3.250	0	423.816	2.704	-3.370	11
	2	1.950	0	419.292	2.704	-3.370	11
	3	0.650	0	414.767	2.704	-3.370	11
	4	-0.650	0	410.242	2.704	-3.370	11
	5	-1.950	0	405.718	2.704	-3.370	11
	6	-3.250	0	401.193	2.704	-3.370	11
	계			27225.298	178.475	909.851	66
COMBO 3	1	3.250	0	381.696	2.496	-3.111	11
	2	1.950	0	377.519	2.496	-3.111	11
	3	0.650	0	373.342	2.496	-3.111	11
	4	-0.650	0	369.166	2.496	-3.111	11
	5	-1.950	0	364.989	2.496	-3.111	11
	6	-3.250	0	360.812	2.496	-3.111	11
	계			24502.768	164.746	839.875	66
COMBO 4	1	3.250	0	727.735	54.277	-47.309	11
	2	1.950	0	601.643	54.277	-47.309	11
	3	0.650	0	475.551	54.277	-47.309	11
	4	-0.650	0	349.458	54.277	-47.309	11
	5	-1.950	0	223.366	54.277	-47.309	11
	6	-3.250	0	97.274	54.277	-47.309	11
	계			27225.298	3582.259	28432.234	66

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

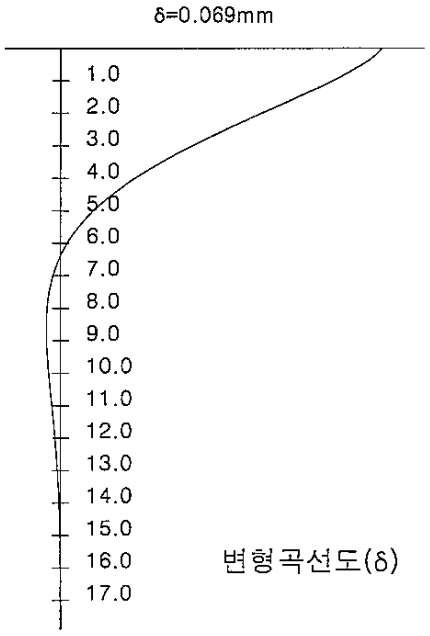
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

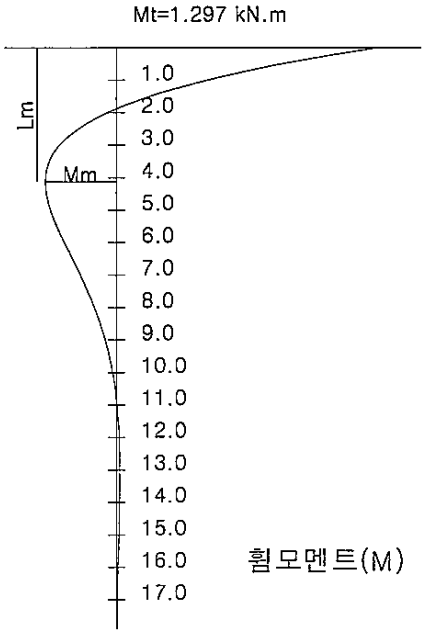
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.355 kN.m, 4.129 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.069 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.069 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.297	-1.040	0.069	
1.193	0.333	-0.591	0.056	
2.387	-0.162	-0.260	0.038	
3.580	-0.340	-0.057	0.021	
4.773	-0.339	0.044	0.009	
5.967	-0.261	0.078	0.002	
7.160	-0.167	0.075	-0.002	
8.353	-0.088	0.056	-0.003	
9.547	-0.034	0.035	-0.003	
10.740	-0.002	0.018	-0.002	
11.933	0.012	0.007	-0.001	
13.127	0.015	0.000	-0.001	
14.320	0.013	-0.003	0.000	
15.513	0.009	-0.003	0.000	
16.707	0.006	-0.003	0.000	
17.900	0.003	-0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB04

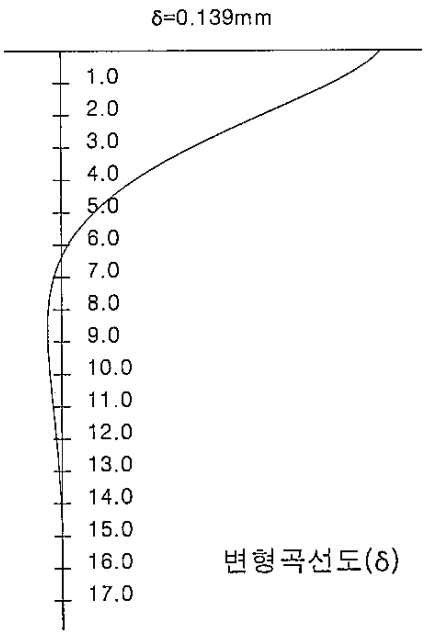
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

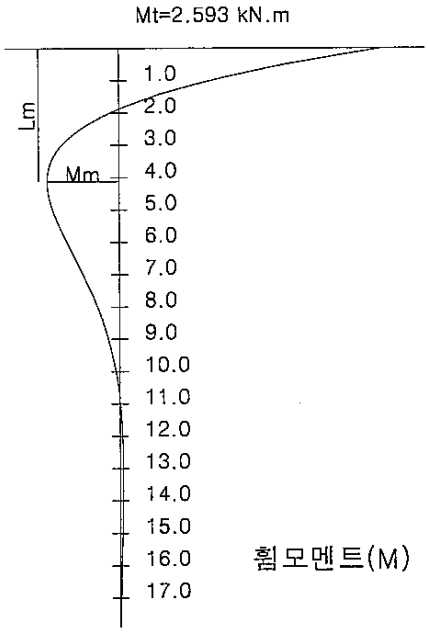
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.709 kN.m, 4.128 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.139 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.139 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.593	-2.080	0.139	
1.193	0.665	-1.182	0.112	
2.387	-0.324	-0.521	0.075	
3.580	-0.680	-0.114	0.042	
4.773	-0.678	0.088	0.018	
5.967	-0.522	0.156	0.003	
7.160	-0.335	0.150	-0.004	
8.353	-0.177	0.113	-0.006	
9.547	-0.067	0.071	-0.006	
10.740	-0.005	0.036	-0.004	
11.933	0.024	0.013	-0.003	
13.127	0.031	0.000	-0.001	
14.320	0.027	-0.006	0.000	
15.513	0.019	-0.007	0.000	
16.707	0.011	-0.006	0.000	
17.900	0.005	-0.004	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : SVB26

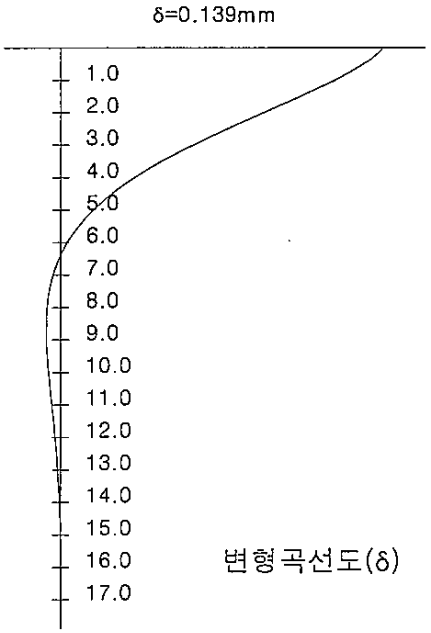
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

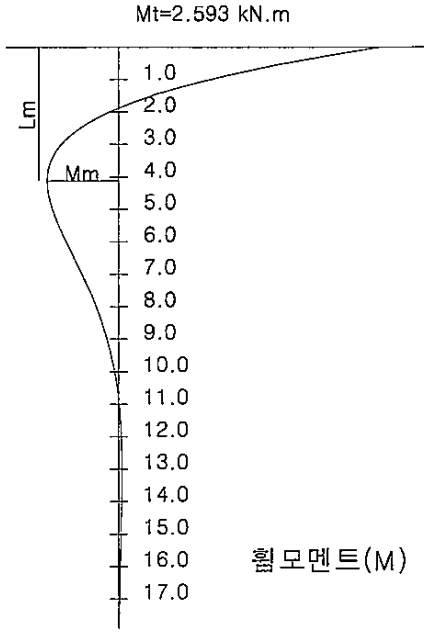
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.709 kN.m, 4.128 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.139 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.139 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.593	-2.080	0.139	
1.193	0.665	-1.182	0.112	
2.387	-0.324	-0.521	0.075	
3.580	-0.680	-0.114	0.042	
4.773	-0.678	0.088	0.018	
5.967	-0.522	0.156	0.003	
7.160	-0.335	0.150	-0.004	
8.353	-0.177	0.113	-0.006	
9.547	-0.067	0.071	-0.006	
10.740	-0.005	0.036	-0.004	
11.933	0.024	0.013	-0.003	
13.127	0.031	0.000	-0.001	
14.320	0.027	-0.006	0.000	
15.513	0.019	-0.007	0.000	
16.707	0.011	-0.006	0.000	
17.900	0.005	-0.004	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : SVB22

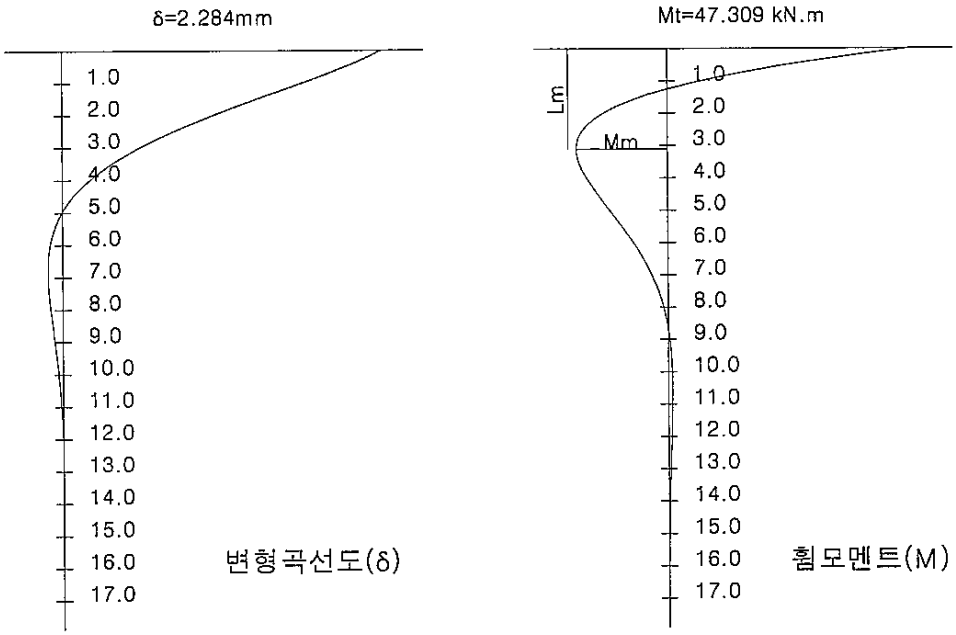
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.824 kN.m, 3.106 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.284 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.284 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	47.309	-54.277	2.284	
1.193	1.349	-24.515	1.596	
2.387	-15.812	-6.128	0.854	
3.580	-17.199	2.457	0.321	
4.773	-12.412	4.829	0.028	
5.967	-6.849	4.207	-0.087	
7.160	-2.714	2.686	-0.103	
8.353	-0.373	1.305	-0.077	
9.547	0.595	0.401	-0.043	
10.740	0.765	-0.052	-0.018	
11.933	0.591	-0.201	-0.003	
13.127	0.346	-0.194	0.003	
14.320	0.150	-0.131	0.005	
15.513	0.033	-0.068	0.004	
16.707	-0.020	-0.024	0.002	
17.900	-0.033	-0.001	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UEB04

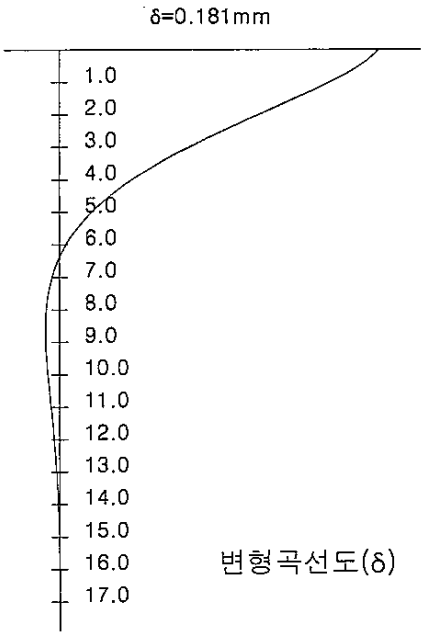
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

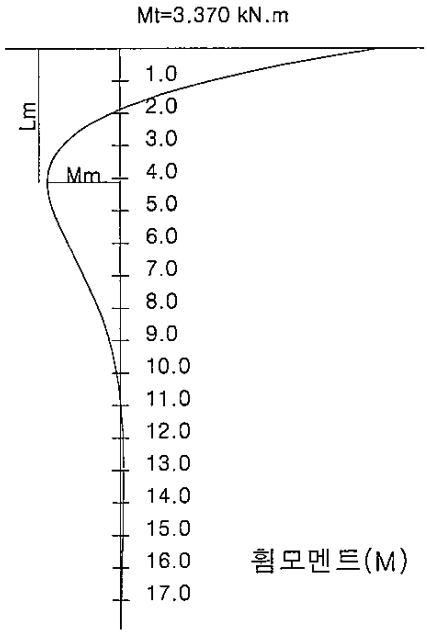
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.922 kN.m, 4.128 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.181 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.181 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.370	-2.704	0.181	
1.193	0.865	-1.536	0.146	
2.387	-0.422	-0.677	0.098	
3.580	-0.884	-0.149	0.054	
4.773	-0.882	0.115	0.023	
5.967	-0.679	0.203	0.004	
7.160	-0.435	0.195	-0.005	
8.353	-0.230	0.147	-0.008	
9.547	-0.088	0.092	-0.007	
10.740	-0.006	0.047	-0.005	
11.933	0.031	0.017	-0.003	
13.127	0.040	0.000	-0.002	
14.320	0.035	-0.007	-0.001	
15.513	0.024	-0.009	0.000	
16.707	0.014	-0.008	0.000	
17.900	0.007	-0.005	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB26

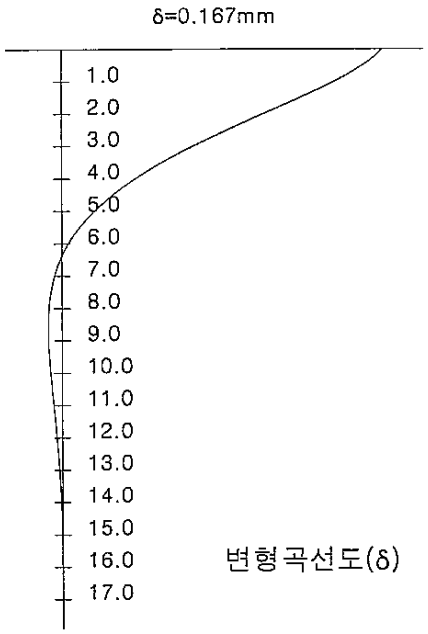
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

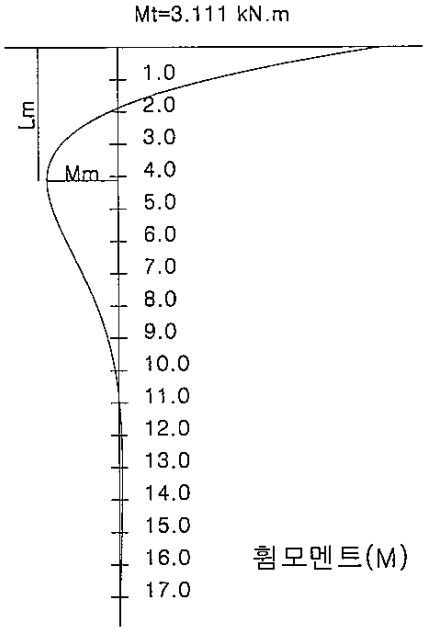
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.851 kN.m, 4.128 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.167 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.167 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.111	-2.496	0.167	
1.193	0.798	-1.418	0.135	
2.387	-0.389	-0.625	0.090	
3.580	-0.816	-0.137	0.050	
4.773	-0.814	0.106	0.021	
5.967	-0.627	0.187	0.004	
7.160	-0.402	0.180	-0.005	
8.353	-0.212	0.135	-0.007	
9.547	-0.081	0.085	-0.007	
10.740	-0.005	0.044	-0.005	
11.933	0.029	0.016	-0.003	
13.127	0.037	0.000	-0.002	
14.320	0.032	-0.007	-0.001	
15.513	0.023	-0.008	0.000	
16.707	0.013	-0.007	0.000	
17.900	0.006	-0.005	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : ULB22

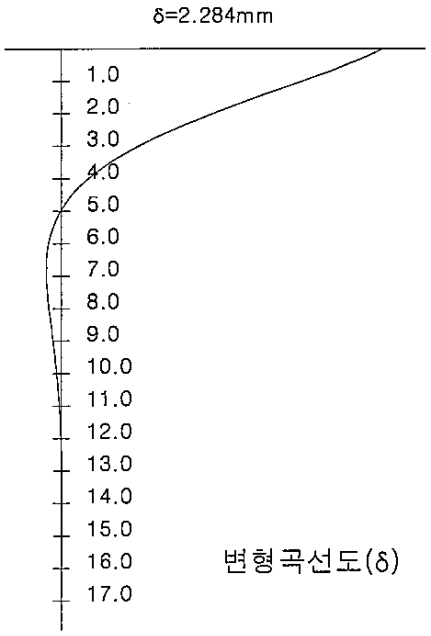
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

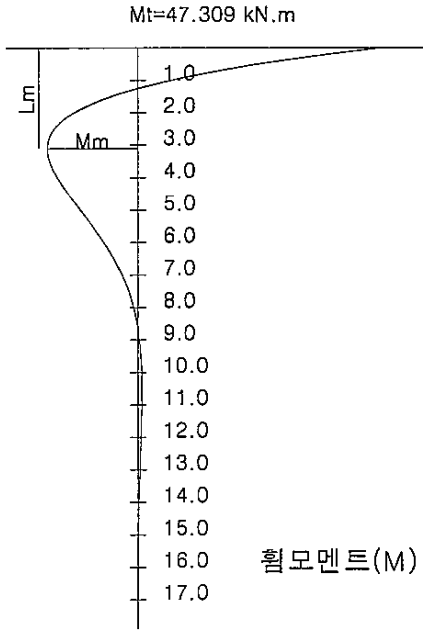
- 최대모멘트 및 깊이 : -17.824 kN.m, 3.106 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.284 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.284 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	47.309	-54.277	2.284	
1.193	1.349	-24.515	1.596	
2.387	-15.812	-6.128	0.854	
3.580	-17.199	2.457	0.321	
4.773	-12.412	4.829	0.028	
5.967	-6.849	4.207	-0.087	
7.160	-2.714	2.686	-0.103	
8.353	-0.373	1.305	-0.077	
9.547	0.595	0.401	-0.043	
10.740	0.765	-0.052	-0.018	
11.933	0.591	-0.201	-0.003	
13.127	0.346	-0.194	0.003	
14.320	0.150	-0.131	0.005	
15.513	0.033	-0.068	0.004	
16.707	-0.020	-0.024	0.002	
17.900	-0.033	-0.001	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	557836.6	990000.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15928624.4	15928624.4
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	78514844.2	78514844.2
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	0.0001231	0.0019504	0.0000045	COMBO 1	0.0000000	0.0027405	0.0000000
COMBO 2	0.0002461	0.0017092	0.0000089	COMBO 2	0.0003199	0.0017092	0.0000116
COMBO 3	0.0002461	0.0017092	0.0000089	COMBO 3	0.0002953	0.0015383	0.0000107
COMBO 4	0.0036184	0.0017092	0.0003621	COMBO 4	0.0036184	0.0017092	0.0003621

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.618 ㎜ ≤ 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	0.0001231	0.0019649	0.0000045	474.203	1.040	0.000
	2	0.0001231	0.0019591	0.0000045	472.806	1.040	0.000
	3	0.0001231	0.0019533	0.0000045	471.410	1.040	0.000
	4	0.0001231	0.0019475	0.0000045	470.013	1.040	0.000
	5	0.0001231	0.0019417	0.0000045	468.616	1.040	0.000
	6	0.0001231	0.0019359	0.0000045	467.220	1.040	0.000
COMBO 2	1	0.0002461	0.0017382	0.0000089	419.495	2.080	0.000
	2	0.0002461	0.0017266	0.0000089	416.699	2.080	0.000
	3	0.0002461	0.0017150	0.0000089	413.903	2.080	0.000
	4	0.0002461	0.0017034	0.0000089	411.106	2.080	0.000
	5	0.0002461	0.0016918	0.0000089	408.310	2.080	0.000
	6	0.0002461	0.0016802	0.0000089	405.514	2.080	0.000
COMBO 3	1	0.0002461	0.0017382	0.0000089	419.495	2.080	0.000
	2	0.0002461	0.0017266	0.0000089	416.699	2.080	0.000
	3	0.0002461	0.0017150	0.0000089	413.903	2.080	0.000
	4	0.0002461	0.0017034	0.0000089	411.106	2.080	0.000
	5	0.0002461	0.0016918	0.0000089	408.310	2.080	0.000
	6	0.0002461	0.0016802	0.0000089	405.514	2.080	0.000
COMBO 4	1	0.0036184	0.0028861	0.0003621	696.543	54.277	0.000
	2	0.0036184	0.0024154	0.0003621	582.927	54.277	0.000
	3	0.0036184	0.0019446	0.0003621	469.312	54.277	0.000
	4	0.0036184	0.0014738	0.0003621	355.697	54.277	0.000
	5	0.0036184	0.0010031	0.0003621	242.082	54.277	0.000
	6	0.0036184	0.0005323	0.0003621	128.466	54.277	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.410	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.406	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.402	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.398	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.395	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0027405	0.0000000	661.391	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0003199	0.0017469	0.0000116	421.594	2.704	0.000
	2	0.0003199	0.0017318	0.0000116	417.958	2.704	0.000
	3	0.0003199	0.0017167	0.0000116	414.322	2.704	0.000
	4	0.0003199	0.0017017	0.0000116	410.687	2.704	0.000
	5	0.0003199	0.0016866	0.0000116	407.051	2.704	0.000
	6	0.0003199	0.0016715	0.0000116	403.415	2.704	0.000
COMBO 3	1	0.0002953	0.0015731	0.0000107	379.644	2.496	0.000
	2	0.0002953	0.0015591	0.0000107	376.288	2.496	0.000
	3	0.0002953	0.0015452	0.0000107	372.932	2.496	0.000
	4	0.0002953	0.0015313	0.0000107	369.576	2.496	0.000
	5	0.0002953	0.0015174	0.0000107	366.220	2.496	0.000
	6	0.0002953	0.0015035	0.0000107	362.864	2.496	0.000
COMBO 4	1	0.0036184	0.0028861	0.0003621	696.543	54.277	0.000
	2	0.0036184	0.0024154	0.0003621	582.927	54.277	0.000
	3	0.0036184	0.0019446	0.0003621	469.312	54.277	0.000
	4	0.0036184	0.0014738	0.0003621	355.697	54.277	0.000
	5	0.0036184	0.0010031	0.0003621	242.082	54.277	0.000
	6	0.0036184	0.0005323	0.0003621	128.466	54.277	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	474.203	1.040	0.000	11
	2	1.950	0	472.806	1.040	0.000	11
	3	0.650	0	471.410	1.040	0.000	11
	4	-0.650	0	470.013	1.040	0.000	11
	5	-1.950	0	468.616	1.040	0.000	11
	6	-3.250	0	467.220	1.040	0.000	11
	계			31066.942	68.644	0.000	66
COMBO 2	1	3.250	0	419.495	2.080	0.000	11
	2	1.950	0	416.699	2.080	0.000	11
	3	0.650	0	413.903	2.080	0.000	11
	4	-0.650	0	411.106	2.080	0.000	11
	5	-1.950	0	408.310	2.080	0.000	11
	6	-3.250	0	405.514	2.080	0.000	11
	계			27225.298	137.289	0.000	66
COMBO 3	1	3.250	0	419.495	2.080	0.000	11
	2	1.950	0	416.699	2.080	0.000	11
	3	0.650	0	413.903	2.080	0.000	11
	4	-0.650	0	411.106	2.080	0.000	11
	5	-1.950	0	408.310	2.080	0.000	11
	6	-3.250	0	405.514	2.080	0.000	11
	계			27225.298	137.289	0.000	66
COMBO 4	1	3.250	0	696.543	54.277	0.000	11
	2	1.950	0	582.927	54.277	0.000	11
	3	0.650	0	469.312	54.277	0.000	11
	4	-0.650	0	355.697	54.277	0.000	11
	5	-1.950	0	242.082	54.277	0.000	11
	6	-3.250	0	128.466	54.277	0.000	11
	계			27225.298	3582.259	0.000	66

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	661.410	0.000	0.000	11
	2	1.950	0	661.406	0.000	0.000	11
	3	0.650	0	661.402	0.000	0.000	11
	4	-0.650	0	661.398	0.000	0.000	11
	5	-1.950	0	661.395	0.000	0.000	11
	6	-3.250	0	661.391	0.000	0.000	11
	계			43652.423	0.000	0.000	66
COMBO 2	1	3.250	0	421.594	2.704	0.000	11
	2	1.950	0	417.958	2.704	0.000	11
	3	0.650	0	414.322	2.704	0.000	11
	4	-0.650	0	410.687	2.704	0.000	11
	5	-1.950	0	407.051	2.704	0.000	11
	6	-3.250	0	403.415	2.704	0.000	11
	계			27225.298	178.475	0.000	66
COMBO 3	1	3.250	0	379.644	2.496	0.000	11
	2	1.950	0	376.288	2.496	0.000	11
	3	0.650	0	372.932	2.496	0.000	11
	4	-0.650	0	369.576	2.496	0.000	11
	5	-1.950	0	366.220	2.496	0.000	11
	6	-3.250	0	362.864	2.496	0.000	11
	계			24502.768	164.746	0.000	66
COMBO 4	1	3.250	0	696.543	54.277	0.000	11
	2	1.950	0	582.927	54.277	0.000	11
	3	0.650	0	469.312	54.277	0.000	11
	4	-0.650	0	355.697	54.277	0.000	11
	5	-1.950	0	242.082	54.277	0.000	11
	6	-3.250	0	128.466	54.277	0.000	11
	계			27225.298	3582.259	0.000	66

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

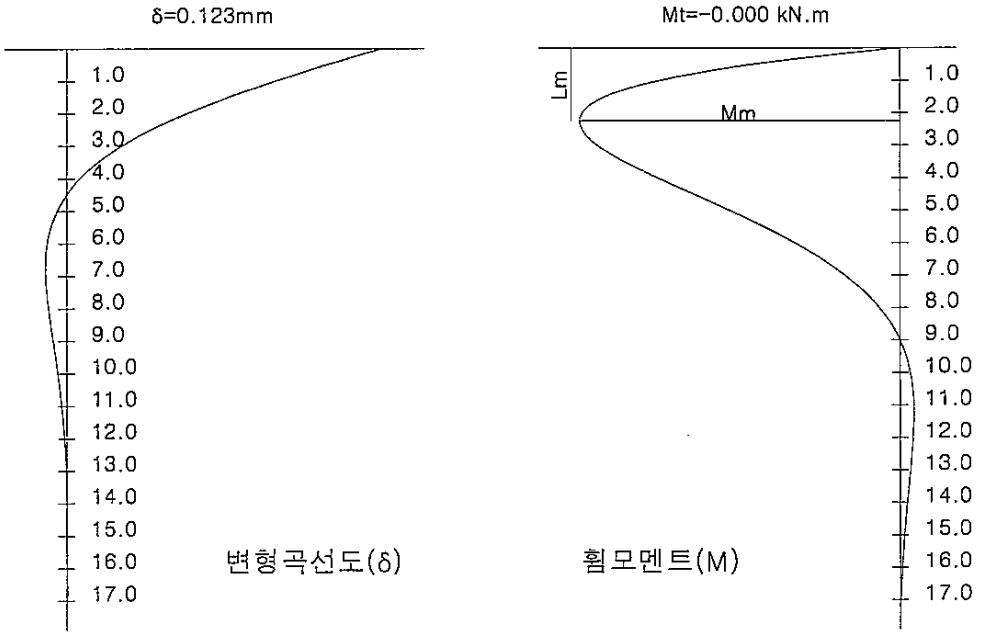
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.960 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.123 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.123 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.040	0.123	
1.193	-0.794	-0.349	0.074	
2.387	-0.957	0.031	0.036	
3.580	-0.809	0.189	0.011	
4.773	-0.559	0.214	-0.002	
5.967	-0.322	0.176	-0.008	
7.160	-0.146	0.119	-0.008	
8.353	-0.036	0.067	-0.006	
9.547	0.020	0.029	-0.004	
10.740	0.040	0.006	-0.002	
11.933	0.039	-0.005	-0.001	
13.127	0.030	-0.009	0.000	
14.320	0.019	-0.009	0.000	
15.513	0.010	-0.006	0.000	
16.707	0.004	-0.004	0.000	
17.900	0.000	-0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

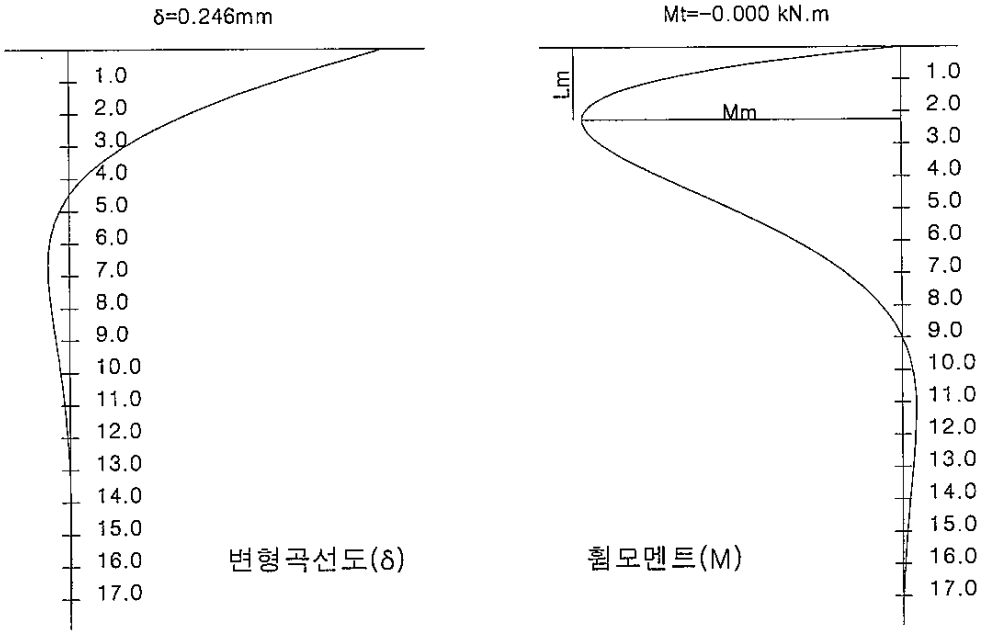
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.919 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.246 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.246 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.080	0.246	
1.193	-1.589	-0.698	0.148	
2.387	-1.915	0.062	0.072	
3.580	-1.618	0.378	0.022	
4.773	-1.118	0.429	-0.004	
5.967	-0.645	0.352	-0.015	
7.160	-0.291	0.238	-0.016	
8.353	-0.071	0.134	-0.013	
9.547	0.041	0.058	-0.009	
10.740	0.080	0.012	-0.005	
11.933	0.079	-0.011	-0.002	
13.127	0.060	-0.018	0.000	
14.320	0.038	-0.017	0.000	
15.513	0.020	-0.013	0.001	
16.707	0.007	-0.008	0.001	
17.900	0.000	-0.004	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB26

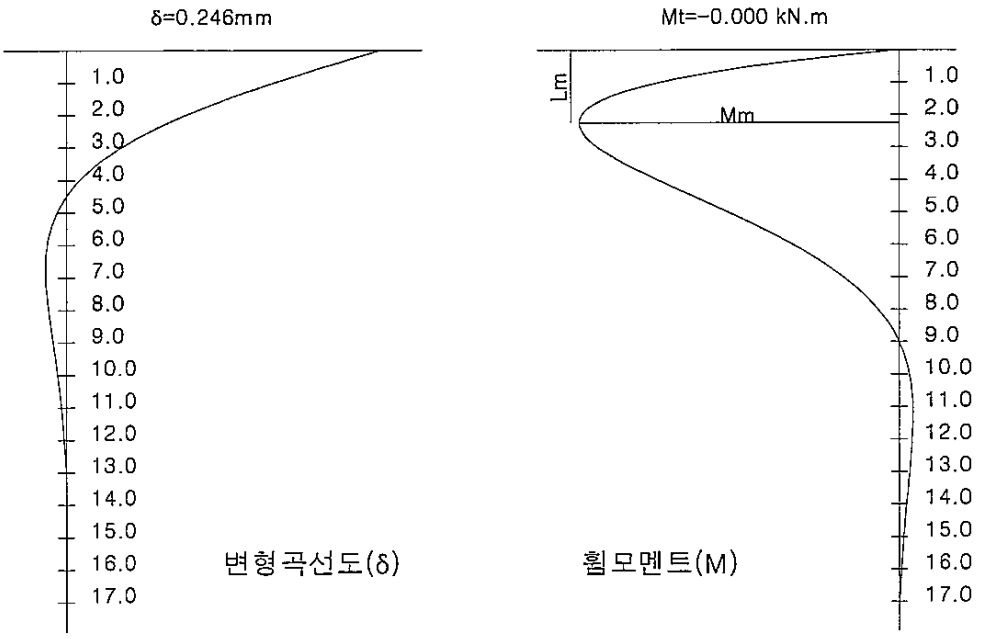
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.919 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.246 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.246 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.080	0.246	
1.193	-1.589	-0.698	0.148	
2.387	-1.915	0.062	0.072	
3.580	-1.618	0.378	0.022	
4.773	-1.118	0.429	-0.004	
5.967	-0.645	0.352	-0.015	
7.160	-0.291	0.238	-0.016	
8.353	-0.071	0.134	-0.013	
9.547	0.041	0.058	-0.009	
10.740	0.080	0.012	-0.005	
11.933	0.079	-0.011	-0.002	
13.127	0.060	-0.018	0.000	
14.320	0.038	-0.017	0.000	
15.513	0.020	-0.013	0.001	
16.707	0.007	-0.008	0.001	
17.900	0.000	-0.004	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

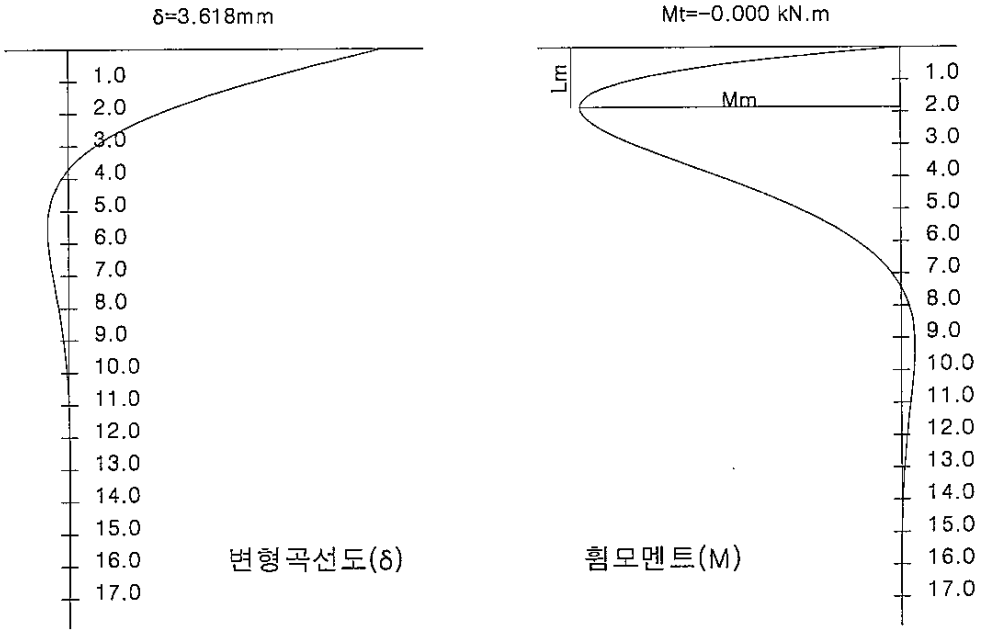
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.365 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.618 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.618 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-54.277	3.618	
1.193	-37.457	-12.830	1.912	
2.387	-39.578	6.219	0.702	
3.580	-28.173	11.246	0.045	
4.773	-15.348	9.617	-0.208	
5.967	-5.953	6.064	-0.236	
7.160	-0.698	2.904	-0.174	
8.353	1.432	0.859	-0.098	
9.547	1.767	-0.151	-0.040	
10.740	1.345	-0.472	-0.006	
11.933	0.778	-0.444	0.008	
13.127	0.332	-0.297	0.010	
14.320	0.067	-0.152	0.008	
15.513	-0.050	-0.053	0.005	
16.707	-0.077	0.000	0.002	
17.900	-0.063	0.019	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UEB04

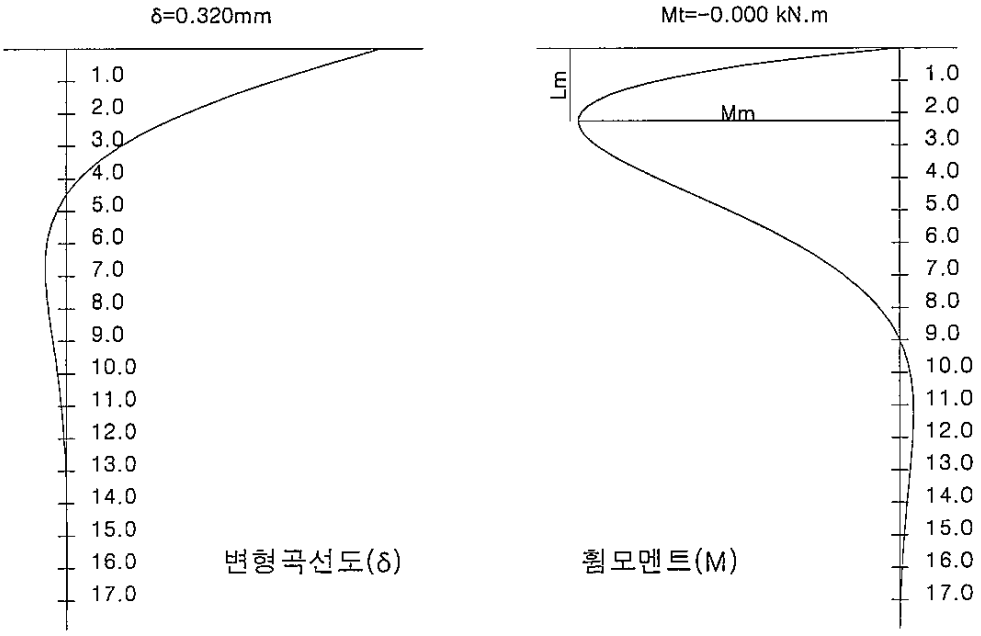
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.495 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.320 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.320 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.704	0.320	
1.193	-2.066	-0.908	0.193	
2.387	-2.489	0.081	0.093	
3.580	-2.103	0.491	0.029	
4.773	-1.453	0.557	-0.006	
5.967	-0.838	0.458	-0.020	
7.160	-0.379	0.310	-0.021	
8.353	-0.092	0.175	-0.017	
9.547	0.053	0.076	-0.011	
10.740	0.104	0.016	-0.006	
11.933	0.102	-0.014	-0.003	
13.127	0.078	-0.024	0.000	
14.320	0.050	-0.023	0.001	
15.513	0.026	-0.017	0.001	
16.707	0.010	-0.011	0.001	
17.900	0.000	-0.005	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

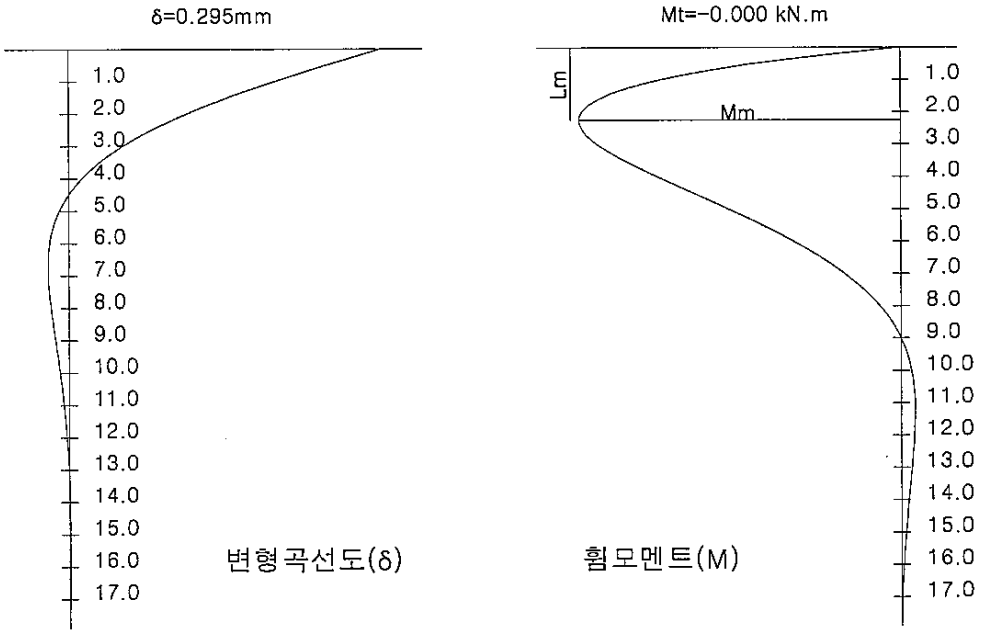
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.303 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.295 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.295 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.496	0.295	
1.193	-1.907	-0.838	0.178	
2.387	-2.298	0.074	0.086	
3.580	-1.941	0.454	0.027	
4.773	-1.341	0.514	-0.005	
5.967	-0.773	0.423	-0.018	
7.160	-0.350	0.286	-0.019	
8.353	-0.085	0.161	-0.016	
9.547	0.049	0.070	-0.010	
10.740	0.096	0.014	-0.006	
11.933	0.095	-0.013	-0.002	
13.127	0.072	-0.022	0.000	
14.320	0.046	-0.021	0.001	
15.513	0.024	-0.016	0.001	
16.707	0.009	-0.010	0.001	
17.900	0.000	-0.005	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 4 : ULB22

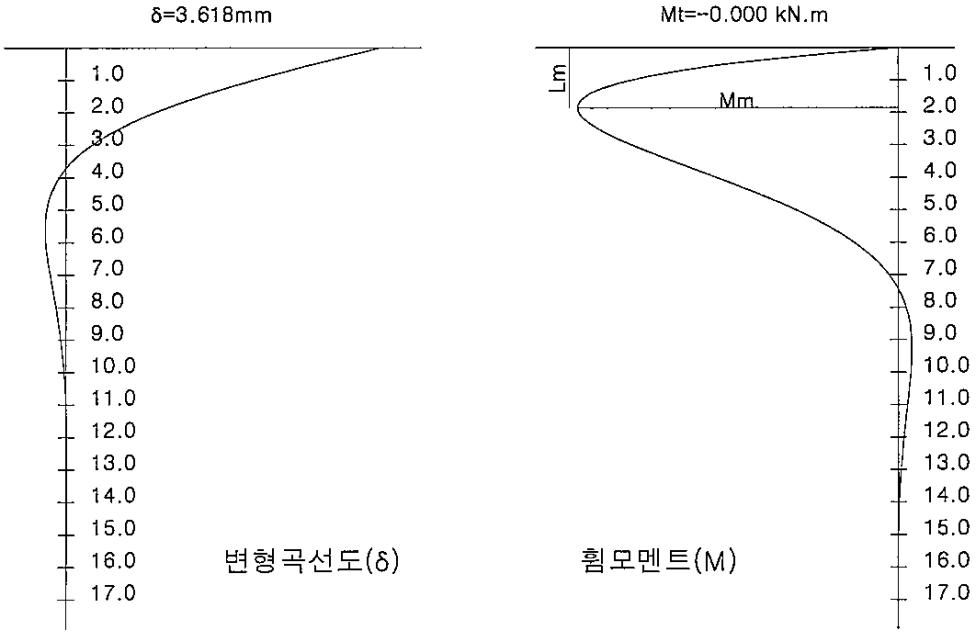
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -41.365 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.618 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.618 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-54.277	3.618	
1.193	-37.457	-12.830	1.912	
2.387	-39.578	6.219	0.702	
3.580	-28.173	11.246	0.045	
4.773	-15.348	9.617	-0.208	
5.967	-5.953	6.064	-0.236	
7.160	-0.698	2.904	-0.174	
8.353	1.432	0.859	-0.098	
9.547	1.767	-0.151	-0.040	
10.740	1.345	-0.472	-0.006	
11.933	0.778	-0.444	0.008	
13.127	0.332	-0.297	0.010	
14.320	0.067	-0.152	0.008	
15.513	-0.050	-0.053	0.005	
16.707	-0.077	0.000	0.002	
17.900	-0.063	0.019	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 995.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1492.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.2461 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.6184 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 612.700 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 919.050 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	475.057	466.365	995.000	612.700	O.K
	HINGE	474.203	467.220	995.000	612.700	O.K
COMBO 2	FIX	421.205	403.804	995.000	612.700	O.K
	HINGE	419.495	405.514	995.000	612.700	O.K
COMBO 3	FIX	421.205	403.804	995.000	612.700	O.K
	HINGE	419.495	405.514	995.000	612.700	O.K
COMBO 4	FIX	727.735	97.274	1492.500	919.050	O.K
	HINGE	696.543	128.466	1492.500	919.050	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 : 18.00 m

이음개소수 : 1 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 5.00%

장경비 (L/D) = 17.90/0.500 = 35.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 5.00% 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 = 26.600 MPa (평상시)
= 39.900 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)
= -4.750 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
= 8.380 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	475.057	1.297	8.613	26.60	8.352	0.00	O.K
	HINGE	474.203	0.960	8.571	26.60	8.378	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	421.205	2.593	8.248	26.60	7.724	0.00	O.K
	HINGE	419.495	1.919	8.164	26.60	7.777	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	421.205	2.593	8.248	26.60	7.724	0.00	O.K
	HINGE	419.495	1.919	8.164	26.60	7.777	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	727.735	47.309	15.587	39.90	6.035	-4.75	O.K
	HINGE	696.543	41.365	14.699	39.90	6.348	-4.75	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.808 MPa (평상시)
= 1.188 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$
$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$
= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	1.040	0.019	0.808	O.K
	HINGE	1.040	0.019	0.808	O.K
COMBO 2	FIX	2.080	0.037	0.808	O.K
	HINGE	2.080	0.037	0.808	O.K
COMBO 3	FIX	2.080	0.037	0.808	O.K
	HINGE	2.080	0.037	0.808	O.K
COMBO 4	FIX	54.277	0.977	1.188	O.K
	HINGE	54.277	0.977	1.188	O.K

오창JCT R-A P1 두부보강

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : 500 mm

말뚝두께 (t) : 80 mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : 1800 mm

말뚝매입길이(ℓ) : 100 mm

수직유효두께(h) : 1700 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거 : 650 mm

설계기준강도(f_{ck}) : 27 MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{(A_2 / A_1)}$) : 1

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 압발(펀칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(voa) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(Ast : 198.6 mm^2 보강철근량(As) : 1588.8 mm^2

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(fsa) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : 521.764 kN

최소수직력(PNmin) : 382.263 kN

최대수평력(Hmax) : 6.641 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 8.245 kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : 727.735 kN

최소수직력(PNmin) : 97.274 kN

최대수평력(Hmax) : 54.277 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 47.309 kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$fcv = Pnmax / (\pi \times D^2 / 4) \leq fca$

$= 521.8 / (\pi \times 0.5^2 / 4)$

$= 2.66\ MPa \leq 6.75\ MPa$ O.K

b. 지진시

$fcv = Pnmax / (\pi \times D^2 / 4) \leq fca$

$= 727.74 / (\pi \times 0.5^2 / 4)$

$= 3.71\ MPa \leq 8.98\ MPa$ O.K

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(펀칭) 전단응력

a. 평상시

$\tau v = Pnmax / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau a3$

$= 521.76 / (\pi \times (0.5 + 1.7) \times 1.7$

$= .04\ MPa \leq .95\ MPa$ O.K

b. 지진시

$\tau v = Pnmax / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau a3$

$= 727.74 / (\pi \times (0.5 + 1.7) \times 1.7$

$= .06\ MPa \leq 1.26\ MPa$ O.K

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$fch = Hmax / (D \times l) \leq fca$

$= 6.641 / (0.5 \times 0.1)$

$= .13\ MPa \leq 6.75\ MPa$ O.K

b. 지진시

$fch = Hmax / (D \times l) \leq fca$

$= 54.277 / (0.5 \times 0.1)$

$= 1.09\ MPa \leq 8.98\ MPa$ O.K

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$\tau h = Hmax / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau a3$

$= 6.641 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4))$

$= .01\ MPa \leq .95\ MPa$ O.K

b. 지진시

$\tau h = Hmax / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau a3$

$= 54.277 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4))$

$= .09\ MPa \leq 1.26\ MPa$ O.K

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$fc = (M' / r^3)C \leq fca\ (= 0.4fck)$ - 식(1)

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos\phi}{2\sin^3\phi/3 - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \phi/4 - k}$$ - 식(2)

$k = \sin\phi\cos\phi/4 + \sin^3\phi\cos\phi/6 - \pi np(0.5(rs/r)^2 - \cos\phi)$

위 식에서 ϕ는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{/4 - \sin\phi\cos\phi(5/12 - \cos^2\phi/6) + 0.5\pi np(rs/r)}{\sin\phi(2 + \cos^2\phi)/3 - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$ - 식(3)

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, P=0 인 경우

$0 = \sin\phi(2 + \cos^2\phi)/3 - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi$ - 식(4)

단, $0 \leq \phi \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$fs = (M/r^3)S \times n \leq fsa$ - 식(5)

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos\phi}{1 - \cos\phi}$$ - 식(6)

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

Pnmax = 521.76 kN

Mmax = 8.25 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+100+80) 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 8.245 / 521.764 = 15.80 mm

e / r = 0.059

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00694

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.059 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 0.5217

M' = Mmax + Pnmax × r = 8.25 + 521.76 × 0.27 = 149.121 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$fc = M' / r^3 C$ = 149121000 / $270^3 \times$ 0.5217

= 3.95 MPa ≤ 10.80 MPa O.K

b. 지진시

Pnmax = 727.74 kN

Mmax = 47.31 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+1 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 47.31 / 727.74 = 65.01 mm

e / r = 0.241

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.241 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 0.5217

M' = Mmax + Pnmax × r = 47.31 + 727.74 × 0.27 = 243.797 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$fc = M' / r^3 C$ = 243797000 / $270^3 \times$ 0.5217

= 6.46 MPa ≤ 14.36 MPa O.K

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

Pnmin = 382.26 kN

Mmax = 8.25 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+100+80) 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 8.25 / 382.26 = 21.57 mm

e / r = 0.08

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.08 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 0.5217 , S = -0.151

M' = Mmax + Pnmax × r = 8.25 + 382.26 × 0.27 = 111.46 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$fc = M' / r^3 C$ = 111456000 / 270^3 × 0.5217

= 2.95 MPa ≤ 10.80 MPa O.K

보강철근의 휨인장응력

$fc = M' / r^3 S n$ = 111456000 / 270^3 × -0.151 × 15

= -12.85 MPa ≤ 180.00 MPa O.K

b. 지진시

Pnmin = 97.27 kN

Mmax = 47.31 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+1 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 47.31 / 97.27 = 486.35 mm

e / r = 1.801

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 1.801 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 2.5788 , S = 2.5894

M' = Mmax + Pnmax × r = 47.31 + 97.27 × 0.27 = 73.57 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$fc = M' / r^3 C$ = 73573000 / 270 $^3\times$ 2.5788

= 9.64 MPa ≤ 14.36 MPa O.K

보강철근의 휨인장응력

$fc = M' / r^3 S n$ = 73573000 / 270 $^3\times$ 2.5894 × 15

= 145.19 MPa ≤ 239.40 MPa O.K

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길이로 한다.

Ld1 = fsa×Ast / (voa×U) 180 × 198.6 / (1.7 × 50) = 420.6 mm

Ld2 = 35d = 35 × 15.9 = 556.5 mm

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

Li = Lo + 50Dp = 557 + 50 × 9 = 1007 mm

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : 500 mm

말뚝두께 (t) : 80 mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : 1800 mm

말뚝매입길이(l) : 100 mm

수직유효두께(h) : 1700 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거 : 650 mm

설계기준강도(f_{ck}) : 27 MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{(A_2 / A_1)}$) : 1

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 압발(펀칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(voa) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(Ast : 198.6 mm^2 보강철근량(As) : 1588.8 mm^2

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(fsa) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : 521.764 kN

최소수직력(PNmin) : 382.263 kN

최대수평력(Hmax) : 6.641 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 8.245 kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : 727.735 kN

최소수직력(PNmin) : 97.274 kN

최대수평력(Hmax) : 54.277 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 47.309 kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$fcv = Pnmax / (\pi \times D^2 / 4) \leq fca$

$= 521.8 / (\pi \times 0.5^2 / 4)$

$= 2.66\ MPa \leq 6.75\ MPa$ O.K

b. 지진시

$fcv = Pnmax / (\pi \times D^2 / 4) \leq fca$

$= 727.74 / (\pi \times 0.5^2 / 4)$

$= 3.71\ MPa \leq 8.98\ MPa$ O.K

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(펀칭) 전단응력

a. 평상시

$\tau v = Pnmax / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau a3$

$= 521.76 / (\pi \times (0.5 + 1.7) \times 1.7$

$= .04\ MPa \leq .95\ MPa$ O.K

b. 지진시

$\tau v = Pnmax / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau a3$

$= 727.74 / (\pi \times (0.5 + 1.7) \times 1.7$

$= .06\ MPa \leq 1.26\ MPa$ O.K

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$fch = Hmax / (D \times l) \leq fca$

$= 6.641 / (0.5 \times 0.1)$

$= .13\ MPa \leq 6.75\ MPa$ O.K

b. 지진시

$fch = Hmax / (D \times l) \leq fca$

$= 54.277 / (0.5 \times 0.1)$

$= 1.09\ MPa \leq 8.98\ MPa$ O.K

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(펀칭) 전단응력

a. 평상시

$\tau h = Hmax / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau a3$

$= 6.641 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4))$

$= .01\ MPa \leq .95\ MPa$ O.K

b. 지진시

$\tau h = Hmax / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau a3$

$= 54.277 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4))$

$= .09\ MPa \leq 1.26\ MPa$ O.K

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$fc = (M' / r^3)C \leq fca\ (= 0.4fck)$ - 식(1)

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos\phi}{2\sin^3\phi/3 - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \phi/4 - k}$$ - 식(2)

$k = \sin\phi\cos\phi/4 + \sin^3\phi\cos\phi/6 - \pi np(0.5(rs/r)^2 - \cos\phi)$

위 식에서 ϕ는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{/4 - \sin\phi\cos\phi(5/12 - \cos^2\phi/6) + 0.5\pi np(rs/r)}{\sin\phi(2 + \cos^2\phi)/3 - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$ - 식(3)

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, P=0 인 경우

$0 = \sin\phi(2 + \cos^2\phi)/3 - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi$ - 식(4)

단, $0 \leq \phi \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$fs = (M/r^3)S \times n \leq fsa$ - 식(5)

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos\phi}{1 - \cos\phi}$$ - 식(6)

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

Pnmax = 521.76 kN

Mmax = 8.25 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+100+80) 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 8.245 / 521.764 = 15.80 mm

e / r = 0.059

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00694

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.059 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 0.5217

M' = Mmax + Pnmax × r = 8.25 + 521.76 × 0.27 = 149.121 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

fc = M' / r^3 C = 149121000 / 270^3 × 0.5217

= 3.95 MPa ≤ 10.80 MPa O.K

b. 지진시

Pnmax = 727.74 kN

Mmax = 47.31 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+1 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 47.31 / 727.74 = 65.01 mm

e / r = 0.241

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.241 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 0.5217

M' = Mmax + Pnmax × r = 47.31 + 727.74 × 0.27 = 243.797 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

fc = M' / r^3 C = 243797000 / 270^3 × 0.5217

= 6.46 MPa ≤ 14.36 MPa O.K

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

Pnmin = 382.26 kN

Mmax = 8.25 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+100+80) 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 8.25 / 382.26 = 21.57 mm

e / r = 0.08

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / (π × r^2) 1588.8 / (π × 270^2) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.08 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 0.5217 , S = -0.151

M' = Mmax + Pnmax × r = 8.25 + 382.26 × 0.27 = 111.46 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

fc = M' / r^3 C = 111456000 / 270^3 × 0.5217

= 2.95 MPa ≤ 10.80 MPa O.K

보강철근의 휨인장응력

fc = M' / r^3 S n = 111456000 / 270^3 × -0.151 × 15

= -12.85 MPa ≤ 180.00 MPa O.K

b. 지진시

Pnmin = 97.27 kN

Mmax = 47.31 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+1 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 47.31 / 97.27 = 486.35 mm

e / r = 1.801

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / (π × r^2) 1588.8 / (π × 270^2) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 1.801 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 2.5788 , S = 2.5894

M' = Mmax + Pnmax × r = 47.31 + 97.27 × 0.27 = 73.57 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$fc = M' / r^3 C$ = 73573000 / 270 $^3\times$ 2.5788

= 9.64 MPa ≤ 14.36 MPa O.K

보강철근의 휨인장응력

$fc = M' / r^3 S n$ = 73573000 / 270 $^3\times$ 2.5894 × 15

= 145.19 MPa ≤ 239.40 MPa O.K

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길이로 한다.

Ld1 = fsa×Ast / (voa×U) 180 × 198.6 / (1.7 × 50) = 420.6 mm

Ld2 = 35d = 35 × 15.9 = 556.5 mm

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

Li = Lo + 50Dp = 557 + 50 × 9 = 1007 mm

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

내진해석

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 받침상수
   2.4 항복유효 단면2차모멘트

3. 구조해석
   3.1 모델링
   3.2 전산 입력데이터
   3.3 응답계수

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 내진해석결과
   5.1 받침부재력
   5.2 기둥부재력

6. 상부구조의 여유간격 검토

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : BICON 거더교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
50.00 + 50.00 = 100.00 m

1.3 교 폭 : 17.100 m

1.4 교각형식
T형 교각

1.5 교각기초형식 : 파일기초

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 = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 pp.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 탄성받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드스펙트럴 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

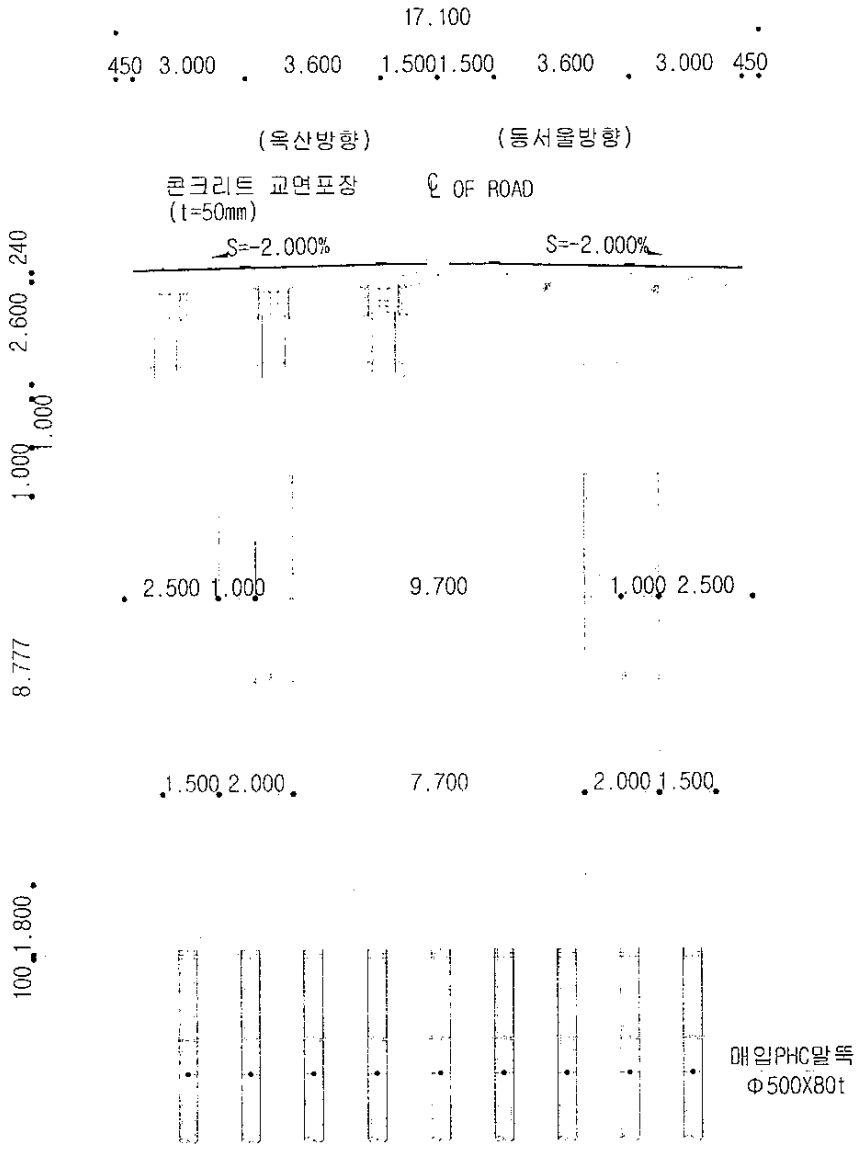
2. 단면특성

2.1 상부구조

: 상부구조는 Bicon거더교로 이루어져 있으며 교폭은 17.100m이다.

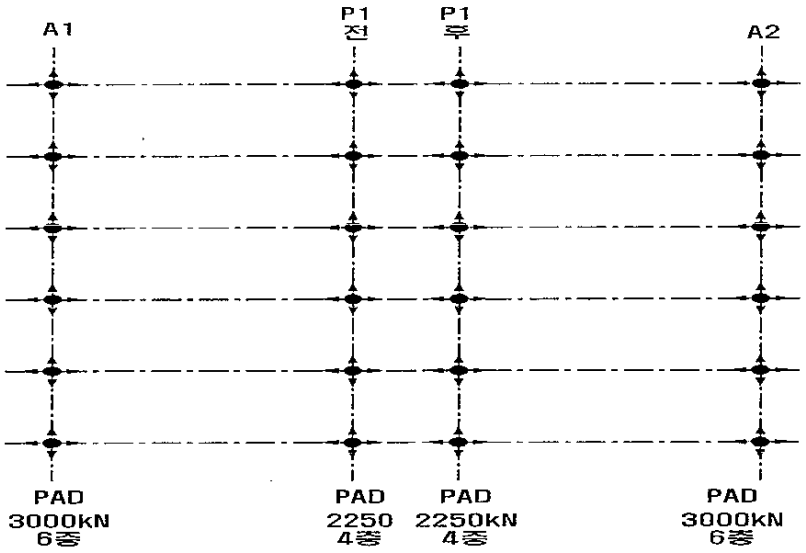
2.2 하부구조

: 하부구조는 π형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치



3) 받침 특성치

```
* * SAP200 Non-Liner Link-PROPERTY
 NAME=P225H4   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=1393800  CE=0
  DOF=U2  KE=4792  CE=0
  DOF=U3  KE=4792  CE=0
 NAME=P300H6   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=1616600  CE=0
  DOF=U2  KE=4313  CE=0
  DOF=U3  KE=4313  CE=0
```

3) 받침 모델링

: SAP2000 Non-Liner Link를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2.4 항복유효 단면2차모멘트

■ 항복유효 단면2차모멘트 $I_{y.eff}$ 계산식

$$I_{y\text{-}eff} = \left(0.16 + 12\rho_l + 0.3\sqrt{\frac{P_u}{f_{ck}A_g}}\right)I_g$$

여기서,

Ag : 교각의 총단면적

fck : 콘크리트의 설계기준압축강도

Ig : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

Pu : 계수 축력

ρl : 교각의 축방향철근비

■ 항복유효 단면2차모멘트 산정

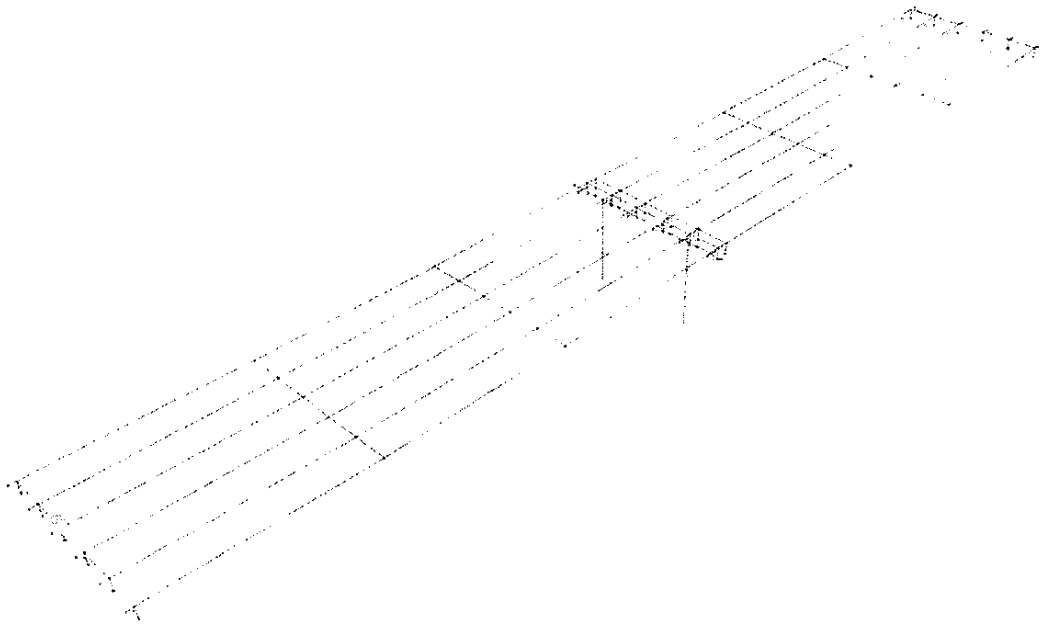
구 분	단위	P1L	P1R
기둥직경	mm	2000	2000
단면적 Ag	mm²	3141592.65	3141592.65
단면2차모멘트 Ig	mm⁴	785,398,163,397	785,398,163,397
콘크리트강도	MPa	27	27
계수축력	kN	10592.256	10589.362
사용철근량	mm²	34839.0	34839.0
축방향철근비 ρl		0.01109	0.01109
항복유효 단면 2차모멘트 Iy.eff	mm⁴	313,443,034,603	313,431,659,423
Iy.eff/Ig		0.399	0.399

3. 구조해석

3.1 MODELING

오창JCT RAMP-A교의 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

- 생략 -

3.3 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역 I
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

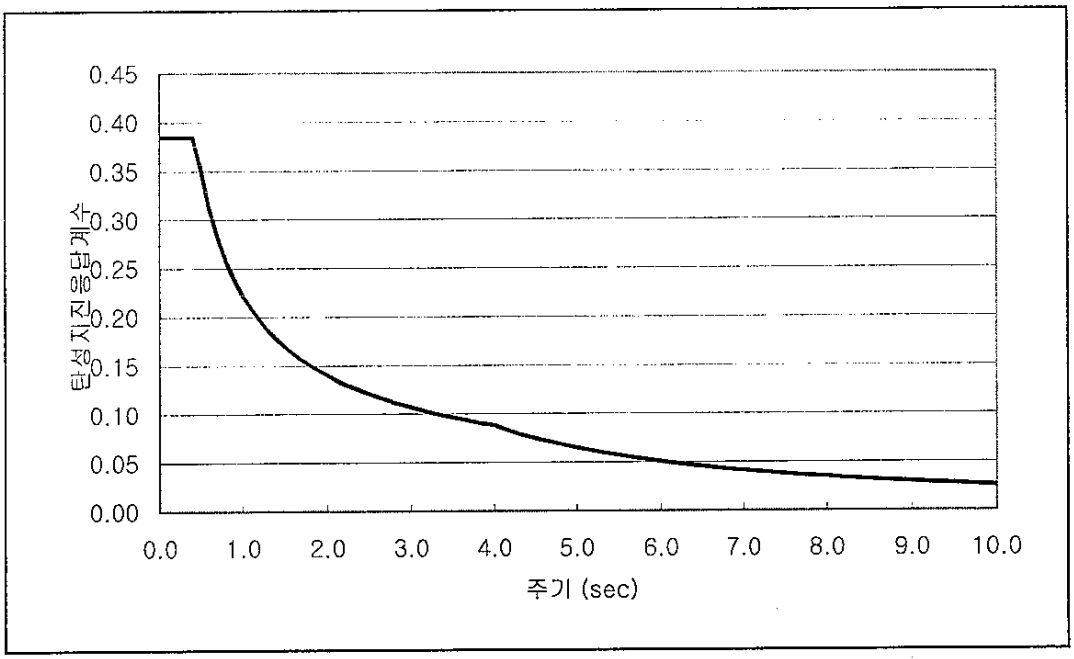
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

② $T > 4.0$ sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

아래의 모드형상에서 알 수 있는 것처럼 1차 모드는 상판의 교축직각방향 병진모드 2차 모드는 상판의 교축방향 병진모드를 나타나고 있다. 전체적으로 교량의 기본적인 거동을 잘 표현하고 있다고 판단된다.

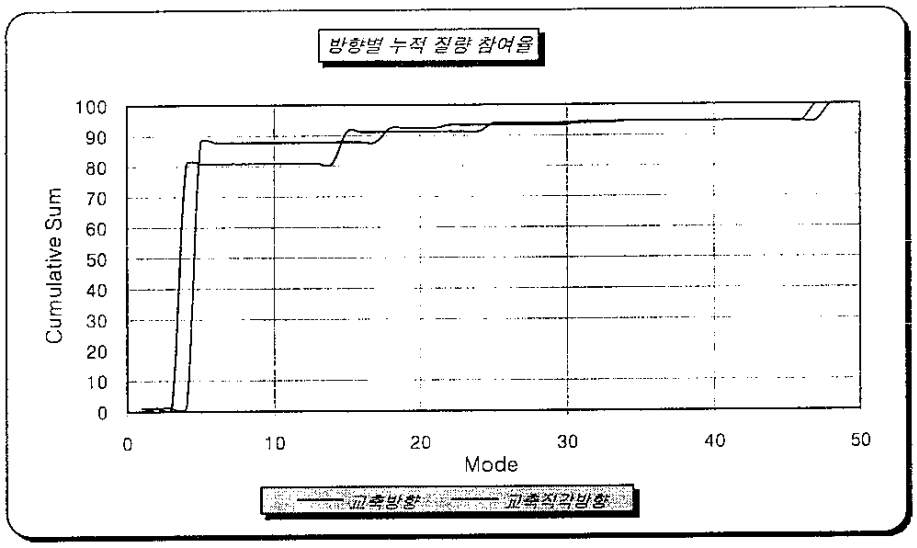
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	(RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2	비고
1	1.1441	0.8740	5.49	30.16	
2	1.1441	0.8741	5.49	30.16	
3	0.9742	1.0264	6.45	41.59	
4	0.1869	5.3507	33.62	1130.29	
5	0.0855	11.7004	73.52	5404.53	
6	0.0647	15.4615	97.15	9437.58	
7	0.0644	15.5190	97.51	9507.99	
8	0.0516	19.3734	121.73	14817.44	
9	0.0471	21.2291	133.39	17791.91	
10	0.0362	27.6079	173.47	30090.33	
11	0.0317	31.5422	198.19	39277.47	
12	0.0228	43.9521	276.16	76263.79	
13	0.0212	47.2674	296.99	88202.93	
14	0.0196	50.9072	319.86	102309.86	
15	0.0188	53.1487	333.94	111517.86	
16	0.0179	55.8564	350.96	123170.30	
17	0.0148	67.7752	425.84	181343.15	
18	0.0110	90.6376	569.49	324322.02	
19	0.0101	99.1527	623.00	388122.86	
20	0.0100	99.8732	627.52	393783.45	
21	0.0098	102.0410	641.14	411063.96	
22	0.0081	123.8962	778.46	606004.20	
23	0.0079	126.5908	795.39	632650.52	
24	0.0078	127.7245	802.52	644032.99	
25	0.0074	134.5816	845.60	715041.58	
26	0.0069	145.7629	915.86	838791.07	
27	0.0067	148.8538	935.28	874741.77	
28	0.0064	155.7332	978.50	957463.20	
29	0.0062	161.1030	1012.24	1020000.00	
30	0.0061	162.8562	1023.26	1050000.00	
31	0.0053	187.7424	1179.62	1390000.00	
32	0.0052	191.3223	1202.11	1450000.00	
33	0.0052	193.1772	1213.77	1470000.00	
34	0.0049	202.5684	1272.78	1620000.00	
35	0.0049	203.3506	1277.69	1630000.00	
36	0.0043	230.5447	1448.56	2100000.00	
37	0.0042	238.6446	1499.45	2250000.00	
38	0.0033	305.2326	1917.83	3680000.00	
39	0.0031	327.0850	2055.14	4220000.00	
40	0.0025	403.1952	2533.35	6420000.00	
41	0.0025	406.9312	2556.82	6540000.00	
42	0.0022	452.9606	2846.04	8100000.00	
43	0.0021	471.8102	2964.47	8790000.00	
44	0.0018	549.1678	3450.52	11900000.00	
45	0.0018	566.7831	3561.20	12700000.00	
46	0.0014	712.9297	4479.47	20100000.00	
47	0.0007	1348.9460	8475.68	71800000.00	
48	0.0007	1355.8190	8518.86	72600000.00	
49	0.0005	2065.5660	12978.34	168000000.00	
50	0.0004	2274.2420	14289.48	204000000.00	

4.2 질량 참여율

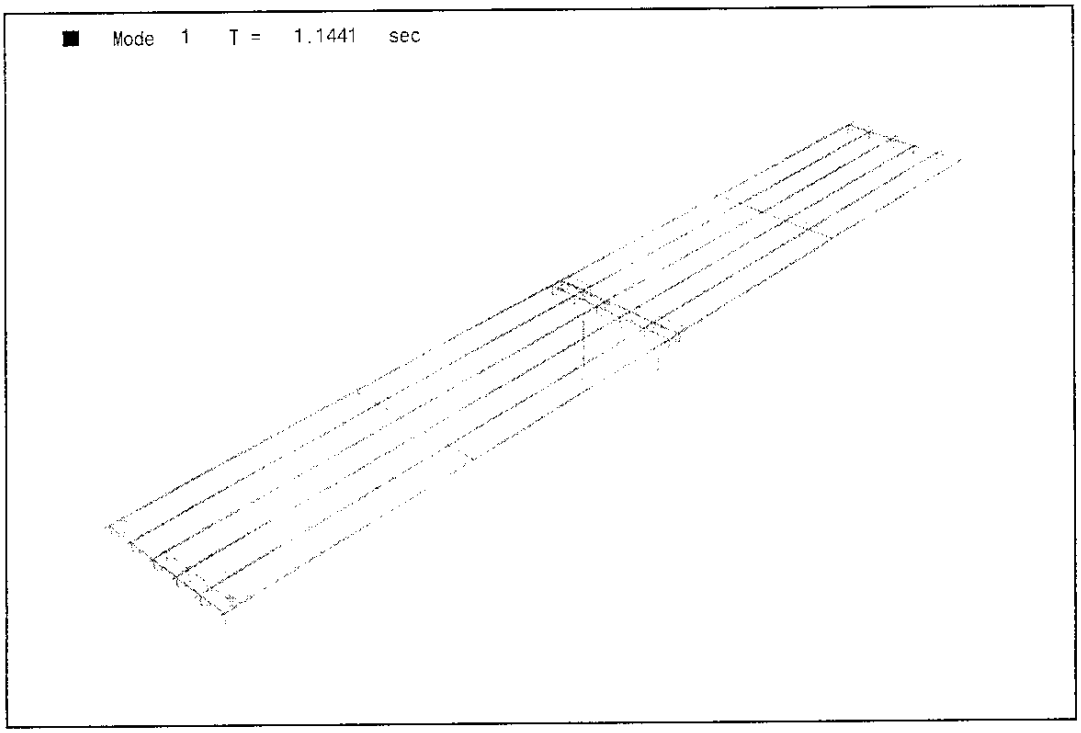
고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

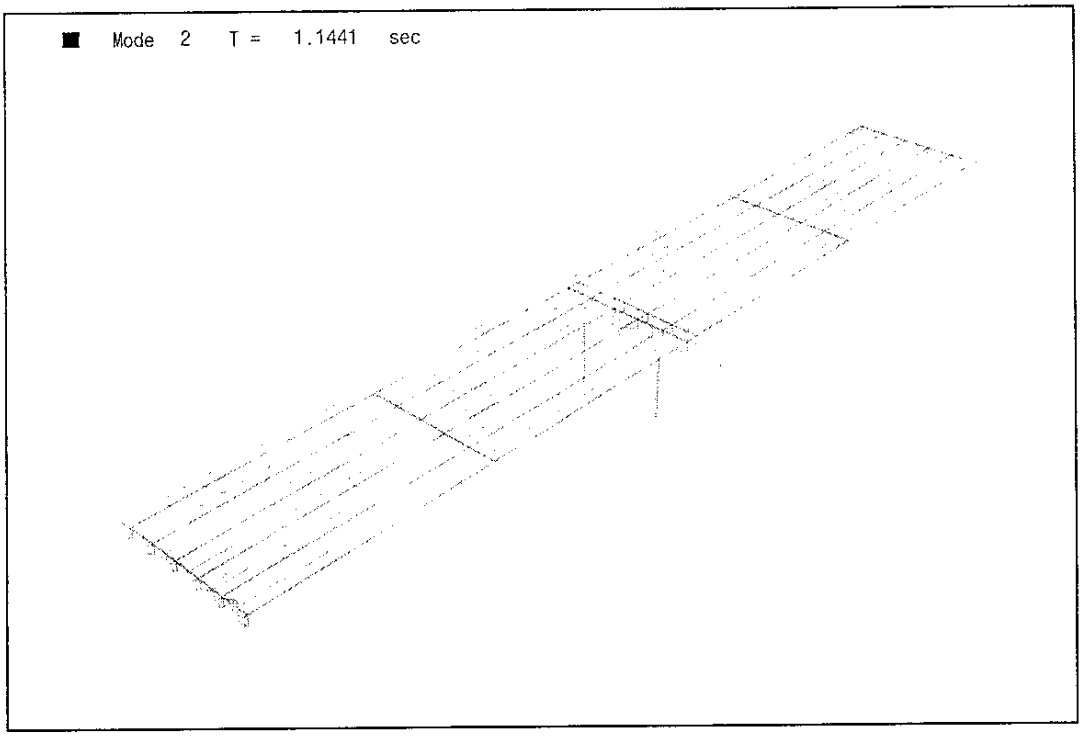


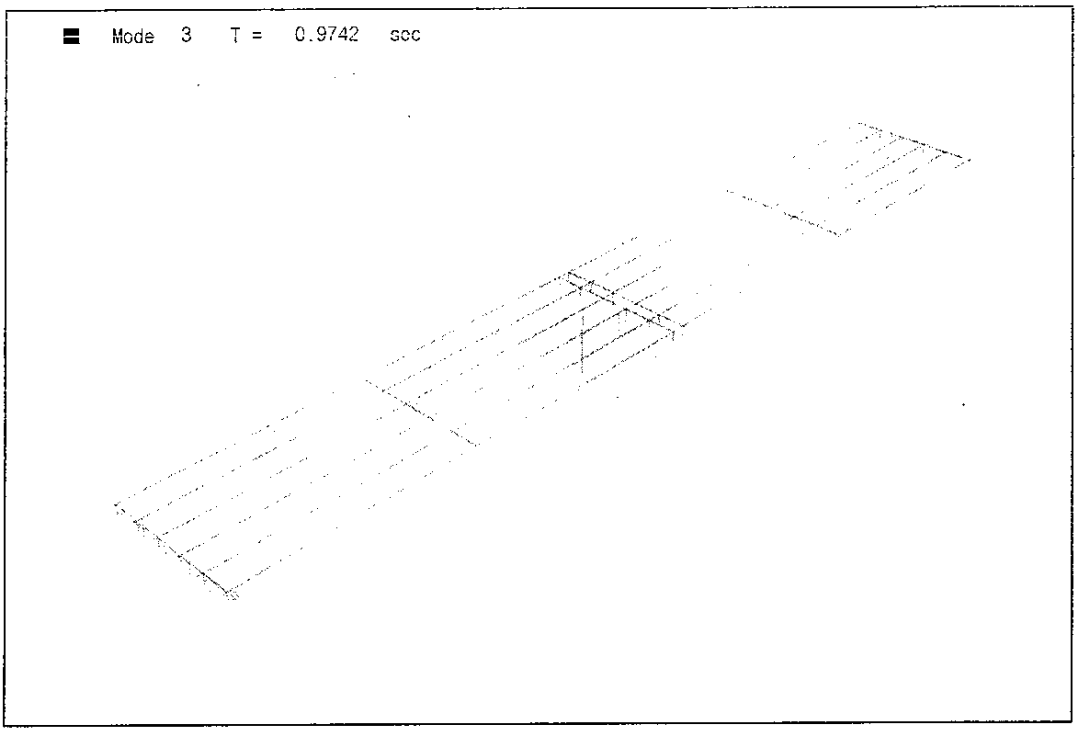
< 질량참여율 >

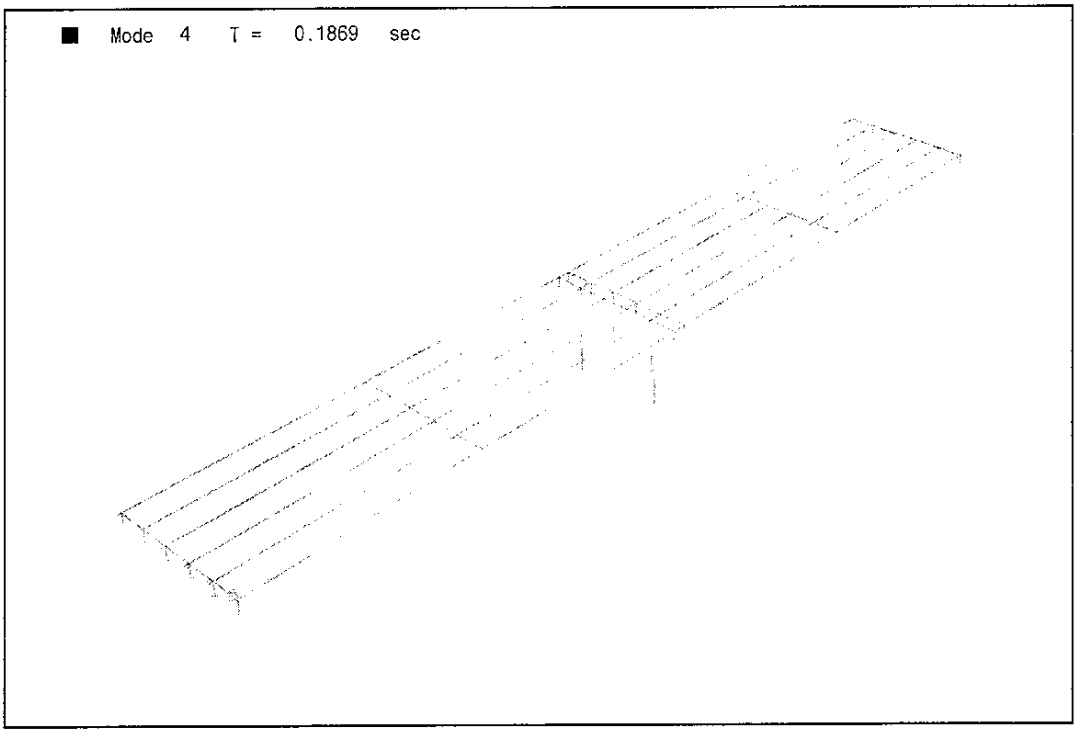
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.144	1.138	0.016	0.000	1.138	0.016	0.000
2	1.144	0.016	1.105	0.000	1.153	1.121	0.000
3	0.974	0.000	0.000	0.000	1.153	1.121	0.000
4	0.187	79.261	0.388	0.000	80.415	1.509	0.000
5	0.085	0.422	86.175	0.000	80.836	87.684	0.000
6	0.065	0.000	0.000	1.238	80.836	87.684	1.238
7	0.064	0.000	0.005	0.000	80.836	87.688	1.238
8	0.052	0.000	0.000	0.000	80.836	87.688	1.238
9	0.047	0.000	0.000	0.000	80.836	87.688	1.238
10	0.036	0.000	0.000	0.000	80.836	87.688	1.238
11	0.032	0.000	0.000	0.000	80.836	87.688	1.238
12	0.023	0.000	0.000	0.023	80.836	87.688	1.261
13	0.021	0.000	0.000	0.000	80.836	87.689	1.261
14	0.020	0.000	0.000	87.771	80.836	87.689	89.032
15	0.019	10.340	0.051	0.000	91.176	87.739	89.032
16	0.018	0.000	0.000	0.000	91.176	87.739	89.032
17	0.015	0.000	0.000	0.000	91.176	87.739	89.032
18	0.011	0.023	4.640	0.000	91.199	92.379	89.032
19	0.010	0.000	0.000	0.000	91.199	92.379	89.032
20	0.010	0.000	0.000	0.000	91.199	92.379	89.032
21	0.010	0.000	0.000	0.000	91.199	92.379	89.032
22	0.008	0.005	1.023	0.000	91.204	93.402	89.032
23	0.008	0.000	0.000	0.000	91.204	93.402	89.032
24	0.008	0.000	0.000	0.000	91.204	93.402	89.032
25	0.007	2.749	0.013	0.000	93.952	93.415	89.032
26	0.007	0.000	0.000	0.000	93.952	93.415	89.032
27	0.007	0.000	0.000	0.000	93.952	93.415	89.032
28	0.006	0.000	0.000	0.000	93.952	93.415	89.032
29	0.006	0.000	0.000	0.000	93.952	93.415	89.032
30	0.006	0.000	0.000	0.000	93.952	93.415	89.032
31	0.005	0.005	1.073	0.000	93.958	94.488	89.032
32	0.005	0.000	0.000	0.000	93.958	94.488	89.032
33	0.005	0.000	0.000	0.000	93.958	94.488	89.032
34	0.005	0.539	0.003	0.000	94.496	94.490	89.032
35	0.005	0.000	0.000	0.000	94.496	94.490	89.032
36	0.004	0.000	0.000	0.000	94.496	94.490	89.032
37	0.004	0.000	0.000	4.952	94.496	94.490	93.983
38	0.003	0.000	0.001	0.000	94.496	94.491	93.983
39	0.003	0.000	0.000	0.000	94.496	94.491	93.983
40	0.002	0.000	0.000	0.631	94.496	94.491	94.615
41	0.002	0.000	0.000	0.000	94.496	94.491	94.615
42	0.002	0.000	0.000	0.000	94.496	94.491	94.615
43	0.002	0.000	0.000	0.000	94.496	94.491	94.615
44	0.002	0.000	0.000	0.000	94.496	94.491	94.615
45	0.002	0.000	0.000	0.000	94.496	94.491	94.615
46	0.001	0.000	0.000	0.000	94.496	94.491	94.615
47	0.001	5.469	0.035	0.000	99.965	94.526	94.615
48	0.001	0.035	5.446	0.000	100.000	99.972	94.615
49	0.000	0.000	0.028	0.000	100.000	100.000	94.615
50	0.000	0.000	0.000	5.385	100.000	100.000	100.000

4.3 모드형상(Mode Shape)






Mode 3 T = 0.9742 sec


Mode 4 T = 0.1869 sec

5 내진해석 결과요약

1) 받침부재력

◎ 지진력의 조합

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

- 전단 설계력 (kN)

PIER NO	Element	COMB1		COM2		교량받침				비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량	검토	
A1	1	304.53	75.03	97.93	231.99	3000	M	466	O.K.	
	2	304.71	75.15	98.54	232.38	3000	M	466	O.K.	
	3	304.72	75.20	98.57	232.51	3000	M	466	O.K.	
	4	304.73	75.20	98.59	232.53	3000	M	466	O.K.	
	5	304.74	75.17	98.63	232.44	3000	M	466	O.K.	
	6	304.97	75.12	99.45	232.28	3000	M	466	O.K.	
P1	7	286.54	104.55	91.87	322.91	2250	M	345	O.K.	
	8	286.55	104.68	91.88	323.33	2250	M	345	O.K.	
	9	286.56	104.74	91.88	323.51	2250	M	345	O.K.	
	10	286.56	104.74	91.88	323.51	2250	M	345	O.K.	
	11	286.55	104.69	91.88	323.33	2250	M	345	O.K.	
	12	286.54	104.55	91.87	322.91	2250	M	345	O.K.	
	13	286.54	104.55	91.87	322.91	2250	M	345	O.K.	
	14	286.55	104.69	91.88	323.33	2250	M	345	O.K.	
	15	286.56	104.74	91.88	323.51	2250	M	345	O.K.	
	16	286.56	104.74	91.88	323.51	2250	M	345	O.K.	
	17	286.55	104.68	91.88	323.33	2250	M	345	O.K.	
	18	286.54	104.55	91.87	322.91	2250	M	345	O.K.	
A2	19	304.97	75.12	99.45	232.28	3000	M	466	O.K.	
	20	304.74	75.17	98.63	232.44	3000	M	466	O.K.	
	21	304.73	75.20	98.59	232.53	3000	M	466	O.K.	
	22	304.72	75.20	98.57	232.51	3000	M	466	O.K.	
	23	304.71	75.16	98.54	232.38	3000	M	466	O.K.	
	24	304.53	75.03	97.93	231.99	3000	M	466	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

- 받침변위 (mm)

PIER NO	Element	COMB1		COM2		교량받침				비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위	검토	
A1	1	73.1	17.9	24.1	53.8	3000	M	108	O.K.	
	2	73.1	17.9	24.3	53.9	3000	M	108	O.K.	
	3	73.1	17.9	24.3	53.9	3000	M	108	O.K.	
	4	73.1	17.9	24.3	53.9	3000	M	108	O.K.	
	5	73.1	17.9	24.3	53.9	3000	M	108	O.K.	
	6	73.2	17.9	24.5	53.9	3000	M	108	O.K.	
P1	7	56.3	21.5	18.2	66.6	2250	M	72	O.K.	
	8	56.3	21.5	18.2	66.7	2250	M	72	O.K.	
	9	56.3	21.6	18.2	66.7	2250	M	72	O.K.	
	10	56.3	21.6	18.2	66.7	2250	M	72	O.K.	
	11	56.3	21.5	18.2	66.7	2250	M	72	O.K.	
	12	56.3	21.5	18.2	66.6	2250	M	72	O.K.	
	13	56.3	21.5	18.2	66.6	2250	M	72	O.K.	
	14	56.3	21.5	18.2	66.7	2250	M	72	O.K.	
	15	56.3	21.6	18.2	66.7	2250	M	72	O.K.	
	16	56.3	21.6	18.2	66.7	2250	M	72	O.K.	

	17	56.3	21.5	18.2	66.7	2250	M	72	O.K.	
	18	56.3	21.5	18.2	66.6	2250	M	72	O.K.	
A2	19	73.2	17.9	24.5	53.9	3000	M	108	O.K.	
	20	73.1	17.9	24.3	53.9	3000	M	108	O.K.	
	21	73.1	17.9	24.3	53.9	3000	M	108	O.K.	
	22	73.1	17.9	24.3	53.9	3000	M	108	O.K.	
	23	73.1	17.9	24.3	53.9	3000	M	108	O.K.	
	24	73.1	17.9	24.1	53.8	3000	M	108	O.K.	

2) 기둥부재력

구분		Frame	LOAD	전단력(KN)	멘트(KN-r	변위(m)	전단력(KN)	멘트(KN-r	변위(m)
				V2	M3		V3	M2	
P1 (좌측)	상단	A	COM1	1779.69	2843.05	0.0164	654.45	2431.12	0.0027
		A	COM2	582.51	1201.66	0.0059	1994.73	6770.23	0.0069
	하단	B	COM1	1791.13	10991.81		662.80	2445.21	
		B	COM2	589.43	3759.24		2012.49	7116.96	
P1 (우측)	상단	C	COM1	1779.69	2843.05	0.0164	654.45	2431.12	0.0027
		C	COM2	582.51	1201.65	0.0059	1994.73	6770.23	0.0069
	하단	D	COM1	1791.13	10991.81		662.80	2445.21	
		D	COM2	589.44	3759.26		2012.50	7116.96	

6. 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.

$$\Delta l_i = d + 0.4\Delta lt$$

여기서, Δli : 상부구조의 여유간격

d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)

Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)

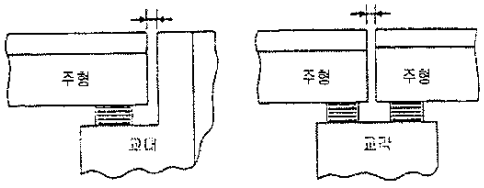
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

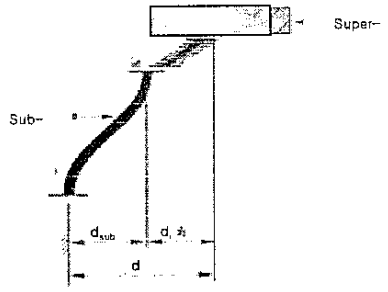
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)			온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	받침변위 (di)	교각변위 (dsub)	상부변위 di+dsub	(Δlt)	(Δli)		
A1	73.2	0.0	73.2	20.0	81.2	130	O.K
A2	73.2	0.0	73.2	20.0	81.2	130	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

20. 오창 JCT Ramp-C교

상부 구조

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-C

(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 : 45.000 + 45.000 + 45.000 + 45.000 = 180.000 m

(5) 교 량 폭 원 : B = 9.170 m

(6) Girder 제원 : B = 2.400 m H = 1.800 ~ 2.200 m

(7) 사 각(Skew) : 90.000 °

(8) 곡률반경(R) : 좌측 = 380.000 m 중앙 = 380.000 m 우측 = 380.000 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) = 0.178 < 0.300 ∴ i = 0.178
- 2 지간

  i = 15 / (40 + L) = 0.176 < 0.300 ∴ i = 0.176
- 3 지간

  i = 15 / (40 + L) = 0.176 < 0.300 ∴ i = 0.176
- 4 지간

  i = 15 / (40 + L) = 0.178 < 0.300 ∴ i = 0.178

(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 ≤ B/D < 8	(4.0 - 0.2(B/D)) D ≥ 6.0
8 ≤ B/D	2.4 D ≥ 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)

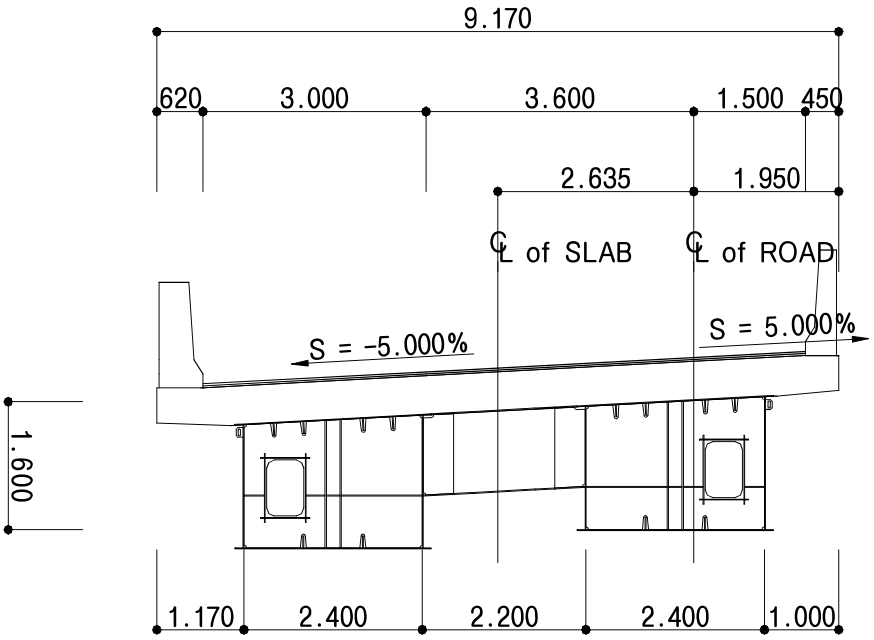
(4) 도로설계 편람 (2008)

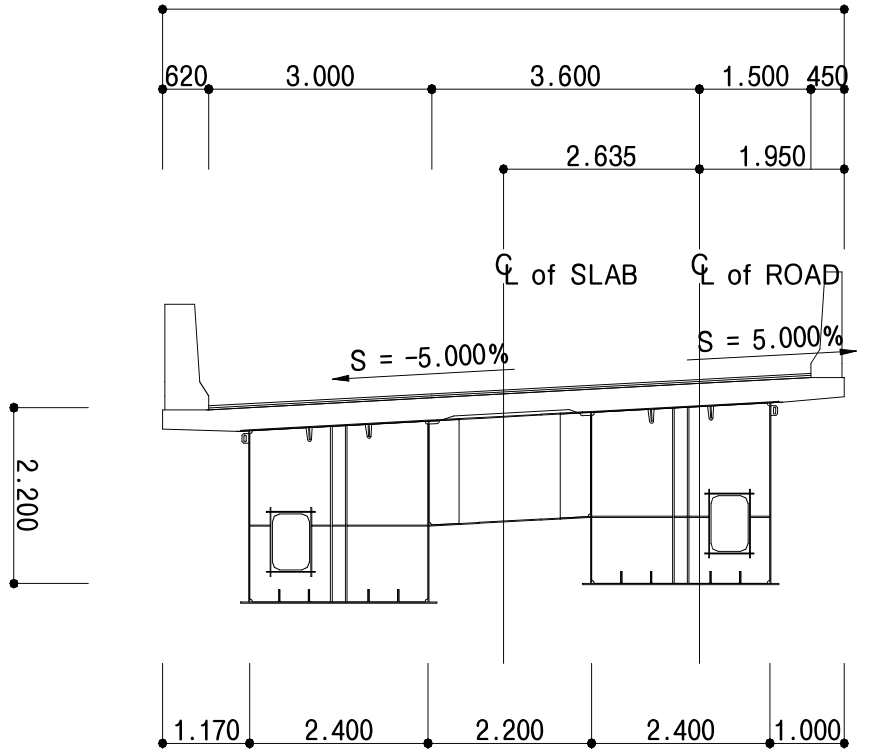
(5) 도로설계 요령 (2001)

(6) 강구조 편람 (1995)

(7) 강도로교 상세부 설계지침 (2006)

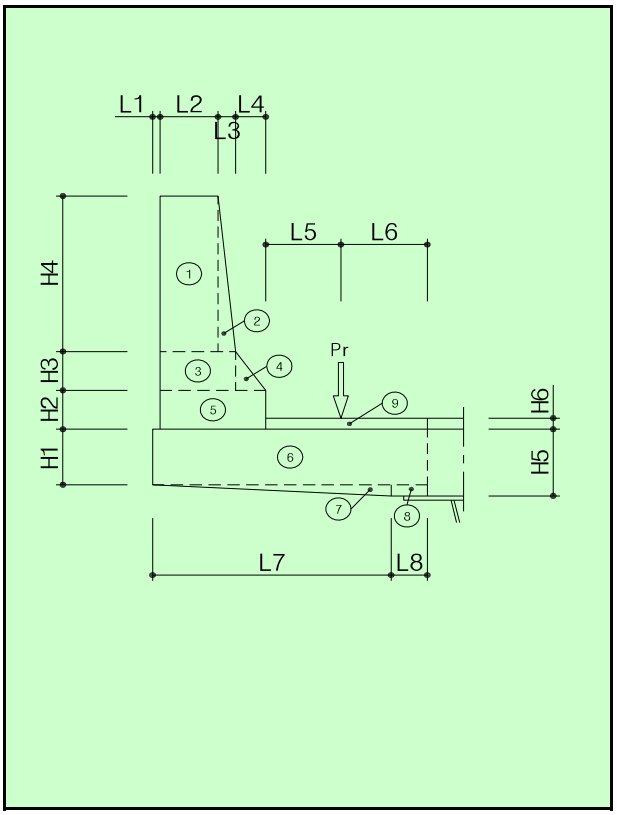
2. 단면가정


9.170
620
3.000
3.600
1.500
450
2.635
1.950
℄ of SLAB
℄ of ROAD
S = -5.000%
S = 5.000%
1.600
1.170
2.400
2.200
2.400
1.000


620
3.000
3.600
1.500
450
2.635
1.950
℄ of SLAB
℄ of ROAD
S = -5.000%
S = 5.000%
2.200
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	380.000 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 값을 적용

Mco = 14.650 = **14.650** kN·m/m

(4) 풍 하 중 (3.000 kN/m²) (☞ 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 / 380.000 = 7.484 (%)

Pcf = 96.000 / 1.292 × 7.484 / 100 = 5.561 kN/m 작용높이 h = 1.995 m

Mcf = 5.561 × 1.995 = **11.094** 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**	**14.650**	**0.000**	**3.162**	**11.094**

(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			14.423	67.434
CASE 2	"	13.552	23.859	19.045		14.423	70.879
CASE 3	"	13.552	23.859		2.055	14.423	53.889
CASE 4	"	12.510		17.580	3.795		33.885
CASE 5	"	13.552			4.111		17.663
최대 계수 모멘트							**70.879**
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)

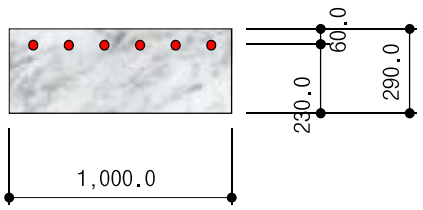
$h_{min} = (280 \cdot L + 180) = (280 \times 0.190 + 180) = 233.2$ mm > 220.0 mm ∴ $h_{req} = 233.2$ mm

$h_{use} = 290.0$ 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	=	70.9 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)

$T = A_s \times f_y$ = 1,324.0 × 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

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (230.0 - 27.149) / 27.149$ = 0.0224

ε_t = 0.0224 ≥ 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.

70,878,626.8 = -2.962963 A_s^2 + 78,200.0 A_s

∴ $A_{s\ req}$ = **939.844** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2

H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2

Σ = **1,324.0** mm^2 [사용률 = 1.409] ····· 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

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 23.076 mm

ΦM_n = 0.85×1,324.0×400.0×(230.0-a/2) = **98.343** kN·m

∴ ΦMn ≥ Mu [사용률 = 1.387] ····· 0.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(0.940) = 123.771 % ≥ 67.0 %

A_s = 939.844 × 67.000 % = 629.696 mm^2

수축·온도철근량 = 0.002 · b · h = 580.000 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = 629.696 mm^2

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 200.0 = 993.0 mm^2

Σ = **993.0** mm^2 **[사용률 = 1.577]** ····· **0.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

∴ $A_{s\ req}$ = **1,879.689** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 150.0 = 1,324.0 mm^2

H 13 @ 150.0 = 844.7 mm^2

Σ = **2,168.7** mm^2 **[사용률 = 1.154]** ····· **0.K !!**

▪ 배 력 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **1,259.392** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 19 @ 200.0 = 1,432.5 mm^2

Σ = **1,432.5** mm^2 **[사용률 = 1.137]** ····· **0.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 16 @ 300.0	=	662.0 mm^2	
		Σ =	**1,324.0** mm^2	
철근비 ρ	= A_s / bd			
	= 1,324.0 / (1,000.0 × 230.0)	=	0.00576	
중립축 k	= $-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$			
	= -0.0403 + √(2×0.0403 + 0.0403²)	=	0.24644	
중립축 거리 x	= k × d = 0.24644 × 230.0	=	56.680	
j	= 1 - k / 3 = 1 - 0.246 / 3	=	0.918	
철근 응력 f_s	= M / (A_s × j × d)			
	= 29.73 / (1,324.0 × 0.918 × 230.0)	=	106.354 MPa	

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 60.0 - 15.9 / 2 = 52.050 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 106.354) - 2.5×52.050 = 610.327 mm

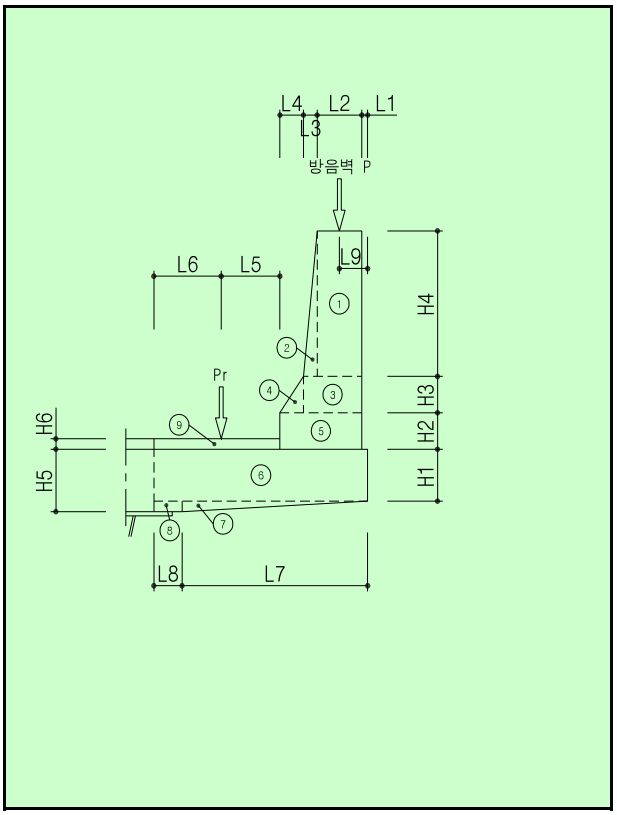
인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

= 300×(210 / 106.354) = 592.362 mm

Min = 592.362 mm

∴ **s** = 1,000.0 / 6.7ea = **150.0 mm** ≤ s_a = **592.4 mm** ····· **0.K !!**

3.2 우측 캔틸레버부



H1	0.240 m	L1	0.000 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	0.220 m
H7	1.000 m	L7	1.000 m
R	380.000 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	0.910	8.827
2	½ × 0.070 × 0.970 × 25.000	0.849	0.687	0.583
3	0.470 × 0.175 × 25.000	2.056	0.875	1.799
4	½ × 0.120 × 0.175 × 25.000	0.263	0.600	0.158
5	0.590 × 0.175 × 25.000	2.581	0.815	2.104
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	0.520 × 0.050 × 23.500	0.611	0.260	0.159
10	방음벽 하중 or 난간하중	1.000	0.880	0.880
TOTAL		24.482		**18.490**

(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 × 0.220 + 1.14 = 1.316 m 여기서, X = 0.220 m

▪ 충 격 계 수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.220) = 0.373 > 0.300 i = 0.300

▪ 작용 모멘트

MI+i = (96.00 / 1.316)×0.220×(1 + 0.30) = **20.863** 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 값을 적용

Mco = 14.650 = **14.650** 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 / 380.000 = 7.484 (%)

Pcf = 96.000 / 1.316 × 7.484 / 100 = 5.460 kN/m 작용높이 h = 1.995 m

Mcf = 5.460 × 1.995 = **10.892** 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	**18.490**	**20.863**	**0.000**	**14.650**	**0.000**	**9.057**	**10.892**

(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	24.037	44.856			14.159	83.052
CASE 2	"	24.037	27.122	19.045		14.159	84.364
CASE 3	"	24.037	27.122		5.887	14.159	71.206
CASE 4	"	22.188		17.580	10.869		50.637
CASE 5	"	24.037			11.774		35.812
최대 계수 모멘트							**84.364**
CASE 6	"	18.490	20.863		2.717	0.000	42.070
CASE 7	"	18.490	20.863	0.000		0.000	39.353
최대 사용 모멘트							**42.070**

(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 = 0.22 ≤ 0.25인 경우) (☞ 도.설.해 3.6.1.5)

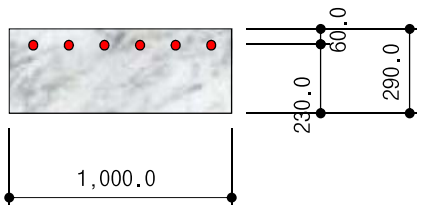
h_{min} = (280 · L + 180) = (280 × 0.220 + 180) = 241.6 mm > 220.0 mm ∴ h_{req} = 241.6 mm

h_{use} = 290.0 mm > h_{req} = 241.6 mm ····· **O.K !!**

(11) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

f_{ck}	=	27.0	MPa	f_y	=	400.0	MPa
M_u	=	84.4	kN·m	M	=	42.1	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)

$T = A_s \times f_y$ = 1,324.0 × 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

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (230.0 - 27.149) / 27.149$ = 0.0224

ε_t = 0.0224 ≥ 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.

84,363,745.0 = -2.962963 A_s^2 + 78,200.0 A_s

∴ $A_{s\ req}$ = **1,126.940** mm^2

▪ 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2

H 16 @ 300.0 = 662.0 mm^2

Σ = **1,324.0** mm^2 [사용률 = 1.175] ····· 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

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 23.076 mm

ΦM_n = 0.85×1,324.0×400.0×(230.0-a/2) = **98.343** kN·m

∴ ΦMn ≥ Mu [사용률 = 1.166] ····· 0.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(1.110) = 113.899 % ≥ 67.0 %

A_s = 1,126.940 × 67.000 % = 755.050 mm^2

수축·온도철근량 = 0.002 · b · h = 580.000 mm^2

∴ $A_{s\ req}$ = 755.050 mm^2

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 200.0 = 993.0 mm^2

Σ = **993.0** mm^2 **[사용률 = 1.315]** ····· **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

∴ $A_{s\ req}$ = **2,253.879** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 150.0 = 1,324.0 mm^2

H 16 @ 150.0 = 1,324.0 mm^2

Σ = **2,648.0** mm^2 **[사용률 = 1.175]** ····· **O.K !!**

▪ 배 력 철 근

∴ $A_{s\ req}$ = **1,510.099** mm^2

∴ $A_{s\ use}$ = H 16 @ 100.0 = 1,986.0 mm^2

Σ = **1,986.0** mm^2 **[사용률 = 1.315]** ····· **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 16 @ 300.0	=	662.0 mm^2	
		Σ =	**1,324.0** mm^2	
철근비 ρ	= A_s / bd			
	= 1,324.0 / (1,000.0 × 230.0)	=	0.00576	
중립축 k	= $-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$			
	= $-0.0403 + \sqrt{(2\times0.0403 + 0.0403^2)}$	=	0.24644	
중립축 거리 x	= k × d = 0.24644 × 230.0	=	56.680	
j	= 1 - k / 3 = 1 - 0.246 / 3	=	0.918	
철근 응력 f_s	= M / (A_s × j × d)			
	= 42.07 / (1,324.0 × 0.918 × 230.0)	=	150.518 MPa	

▪ 균 열 검 토 (☞ 콘.설.해 4.2)

최소 두께 c_c = 60.0 - 15.9 / 2 = 52.050 mm

인장연단 폭 s_1 = 375 × (210 / f_s) - 2.5·c_c (☞ 콘.설.해 6.3.3)

= 375×(210 / 150.518) - 2.5×52.050 = 393.069 mm

인장연단 폭 s_2 = 300 × (210 / f_s)

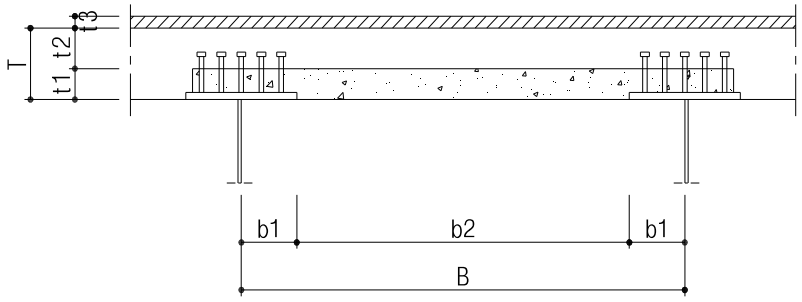
= 300×(210 / 150.518) = 418.555 mm

Min = 393.069 mm

∴ **s** = 1,000.0 / 6.7ea = **150.0 mm** ≤ s_a = **393.1 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

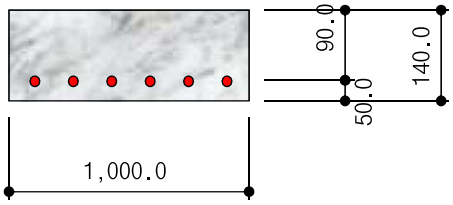
▪ 계산 적용 모멘트 산정

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} =	50.0	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 =	0.70		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 × 50.0 × a × 1,000.0 = 42,500.0 a

T = C 이므로, a = 12.461mm

c = 12.461 / β = 12.461 / 0.70 = 17.904 mm

$\varepsilon_y = f_y / E_s$ = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020

$\varepsilon_t = 0.003 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (90.0 - 17.904) / 17.904$ = 0.0121

ε_t = 0.0121 ≥ 0.0050 이므로 인장지배 단면이며, Øf = 0.85를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b)$ = 0.011494 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 = -1.954023 A_s^2 + 30,600.0 A_s

∴ $A_{s\ req}$ = **224.997** 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 = 5.885]** ····· 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 = 397.7 mm^2 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

= 수축 온도 철근량 = 280.0 mm^2 (☞ 콘.설.해 5.7.2)

∴ $A_{s\ min}$ = **397.7** mm^2

$A_{s\ max}$ = 0.714 × ρ_b × b × d = **2,851.2** mm^2 (☞ 콘.설.해 6.2.2)

∴ $A_{s\ max}$ ≥ $A_{s\ use}$ ≥ $A_{s\ min}$ ····· 0.K !!

▪ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 15.218$ mm

$\Phi M_n = 0.85 \times 1,324.0 \times 400.0 \times (90.0 - a/2) = 37.089$ kN·m

∴ $\Phi Mn \geq Mu$ [사용률 = 5.466] ····· 0.K !!

▪ 배력 철근량 산정 (☞ 도.설.해 3.6.1.4)

백분율 = 120 / √(L) = 120 / √(2.400) = 77.460 % ≥ 67.0 %

A_s = 224.997 × 67.000 % = 150.748 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)

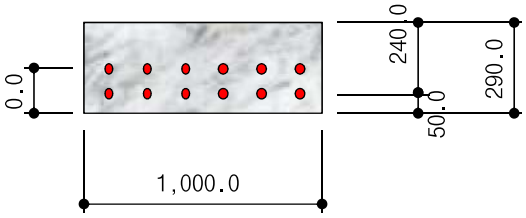
h_{min} = (30 · L + 130) = (30 × 2.400 + 130) = 202.0 mm < 220.0 mm ∴ h_{req} = 220.0 mm

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)

∴ $A_{s\,max}$ ≥ $A_{s\,use}$ ≥ $A_{s\,min}$ ····· **O.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]** ····· **O.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]** ····· **O.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 0 @ 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 ····· **O.K !!**

3.4 중 앙 부 (강도 설계법)

1) 가로보부

(1) 고 정 하 중

철근콘크리트	:	0.240	m	×	25.000	kN/m^3	=	6.000 kN/m^3
포장콘크리트	:	0.050	m	×	23.500	kN/m^3	=	1.175 kN/m^3
						Σ	=	7.175 kN/m^3

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/m^3 (☞ 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)

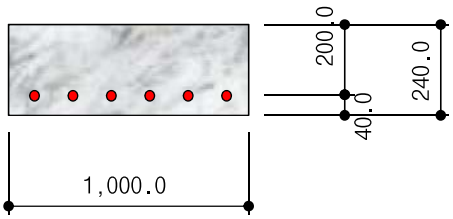
h_{min} = (30 · L + 130) = (30 × 2.080 + 130) = 192.4 mm < 220.0 mm ∴ h_{req} = 220.0 mm

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]** ····· **0.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 **0.K.**

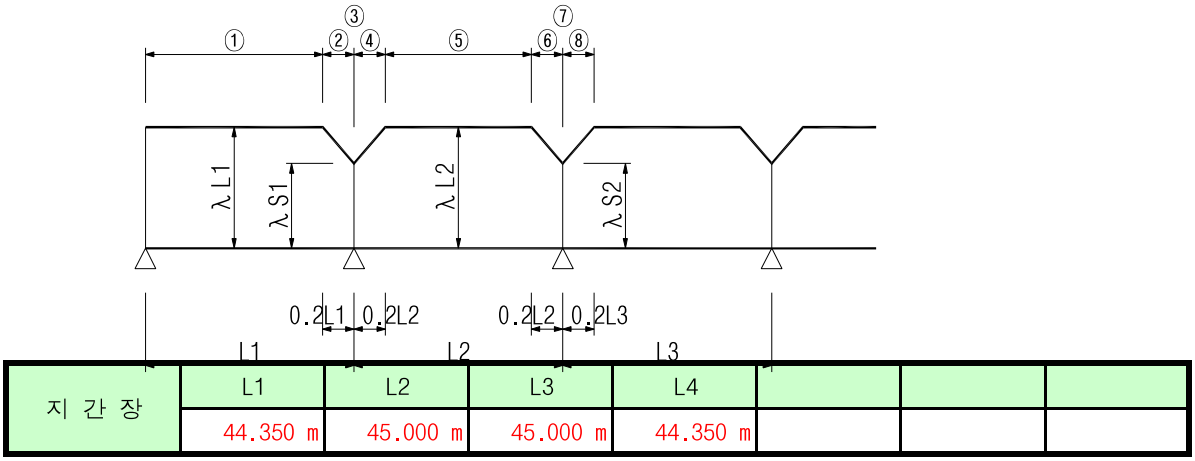
4. 주형의 설계

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			
	44.350 m	45.000 m	45.000 m	44.350 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(A1)	1	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C2	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
0.20L	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C3	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C4	3	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C5	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C6	3	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C7	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C8	4	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	4	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C9	5	직선변화							1.130	1.130	2.499	2.499
C10(P1)	6	17.870	2.400	2.400	0.120	0.120	0.067	0.067	1.038	1.038	2.317	2.317
C11	5	직선변화							1.128	1.128	2.496	2.496
0.20L	5	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C12	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C13	7	27.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.010	0.044	0.280	1.200	0.400	2.640
C14	3	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C15	3	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C16	2	27.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.010	0.044	0.280	1.200	0.400	2.640
C17	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C18	8	직선변화							1.129	1.129	2.498	2.498
C19(P2)	9	18.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.067	0.067	1.040	1.040	2.320	2.320
C20	8	직선변화							1.129	1.129	2.498	2.498
0.20L	8	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C21	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C22	2	27.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.010	0.044	0.280	1.200	0.400	2.640
C23	3	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C24	3	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C25	7	27.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.010	0.044	0.280	1.200	0.400	2.640
C26	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C27	5	직선변화							1.128	1.128	2.496	2.496
C28(P3)	6	17.870	2.400	2.400	0.120	0.120	0.067	0.067	1.038	1.038	2.317	2.317
C29	5	직선변화							1.130	1.130	2.499	2.499
0.20L	5	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C30	4	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C31	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C32	3	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C33	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640

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
C34	3	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C35	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C36	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C37(A2)	1	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	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(A1)	1	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C2	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
0.20L	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C3	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C4	3	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C5	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C6	3	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C7	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C8	4	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	4	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C9	5	직선변화							1.130	1.130	2.499	2.499
C10(P1)	6	17.870	2.400	2.400	0.120	0.120	0.067	0.067	1.038	1.038	2.317	2.317
C11	5	직선변화							1.128	1.128	2.496	2.496
0.20L	5	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C12	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C13	7	27.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.010	0.044	0.280	1.200	0.400	2.640
C14	3	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C15	3	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C16	2	27.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.010	0.044	0.280	1.200	0.400	2.640
C17	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C18	8	직선변화							1.129	1.129	2.498	2.498
C19(P2)	9	18.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.067	0.067	1.040	1.040	2.320	2.320
C20	8	직선변화							1.129	1.129	2.498	2.498
0.20L	8	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C21	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C22	2	27.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.010	0.044	0.280	1.200	0.400	2.640
C23	3	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C24	3	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C25	7	27.000	0.400	2.400	0.120	0.120	0.010	0.044	0.280	1.200	0.400	2.640
C26	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
0.20L	4	27.000	2.400	2.400	0.120	0.120	0.044	0.044	1.200	1.200	2.640	2.640
C27	5	직선변화							1.128	1.128	2.496	2.496
C28(P3)	6	17.870	2.400	2.400	0.120	0.120	0.067	0.067	1.038	1.038	2.317	2.317
C29	5	직선변화							1.130	1.130	2.499	2.499
0.20L	5	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C30	4	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C31	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C32	3	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C33	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640

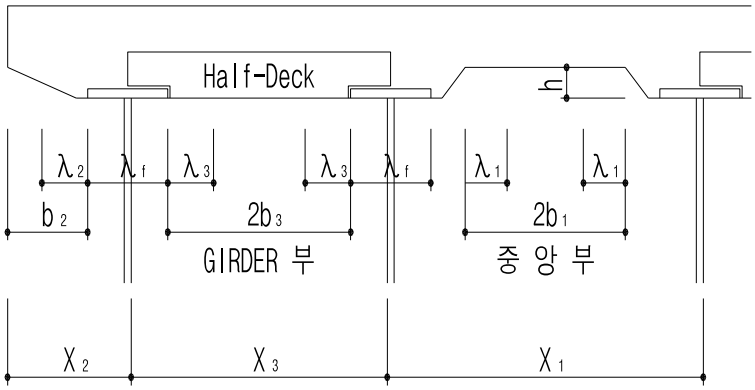
위치	단면 번호	등가 지간장 (l)	복부간격(2b)		플랜지 돌출폭(be)		b / l		λ_L or λ_S		강재 플랜지 유효폭	
			상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부	상 부	하 부
C34	3	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	1.200	1.200	2.640	2.640
C35	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C36	2	35.480	0.400	2.400	0.120	0.120	0.008	0.034	0.280	1.200	0.400	2.640
C37(A2)	1	35.480	2.400	2.400	0.120	0.120	0.034	0.034	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

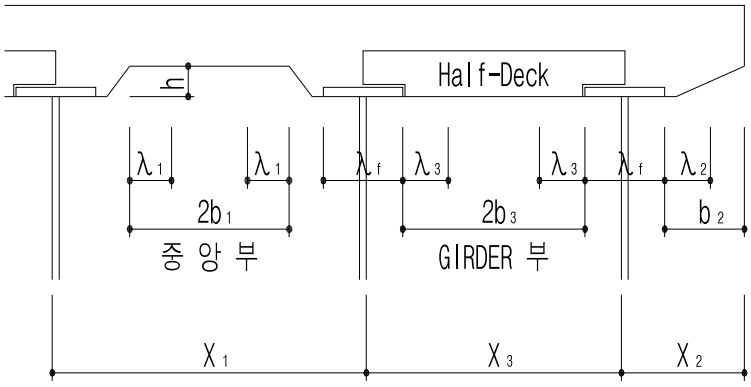
2b3 = X3 - 2be

[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(A1)	1	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C2	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
0.20L	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C3	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C4	3	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C5	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C6	3	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C7	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C8	4	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
0.20L	4	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C9	5	직선변화										0.892	0.847	0.000	4.288
C10(P1)	6	17.870	2.317	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.052	0.049	0.000	0.842	0.804	0.000	4.013
C11	5	직선변화										0.891	0.846	0.000	4.284
0.20L	5	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C12	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C13	7	27.000	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.034	0.033	0.040	0.930	0.880	0.920	4.500
C14	3	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C15	3	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C16	2	27.000	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.034	0.033	0.040	0.930	0.880	0.920	4.500
C17	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
0.20L	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C18	8	직선변화										0.891	0.846	0.000	4.286
C19(P2)	9	18.000	2.320	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.052	0.049	0.000	0.843	0.805	0.000	4.018
C20	8	직선변화										0.891	0.846	0.000	4.286
0.20L	8	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C21	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C22	2	27.000	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.034	0.033	0.040	0.930	0.880	0.920	4.500
C23	3	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C24	3	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C25	7	27.000	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.034	0.033	0.040	0.930	0.880	0.920	4.500
C26	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
0.20L	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.034	0.033	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C27	5	직선변화										0.891	0.846	0.000	4.284
C28(P3)	6	17.870	2.317	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.052	0.049	0.000	0.842	0.804	0.000	4.013
C29	5	직선변화										0.892	0.847	0.000	4.288
0.20L	5	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C30	4	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C31	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C32	3	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500
C33	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C34	3	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	0.000	0.930	0.880	0.000	4.500

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
C35	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C36	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.000	2.400	0.120	0.026	0.025	0.030	0.930	0.880	0.920	4.500
C37(A2)	1	35.480	2.640	0.050	2.200	1.000	0.000	0.120	0.026	0.025	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

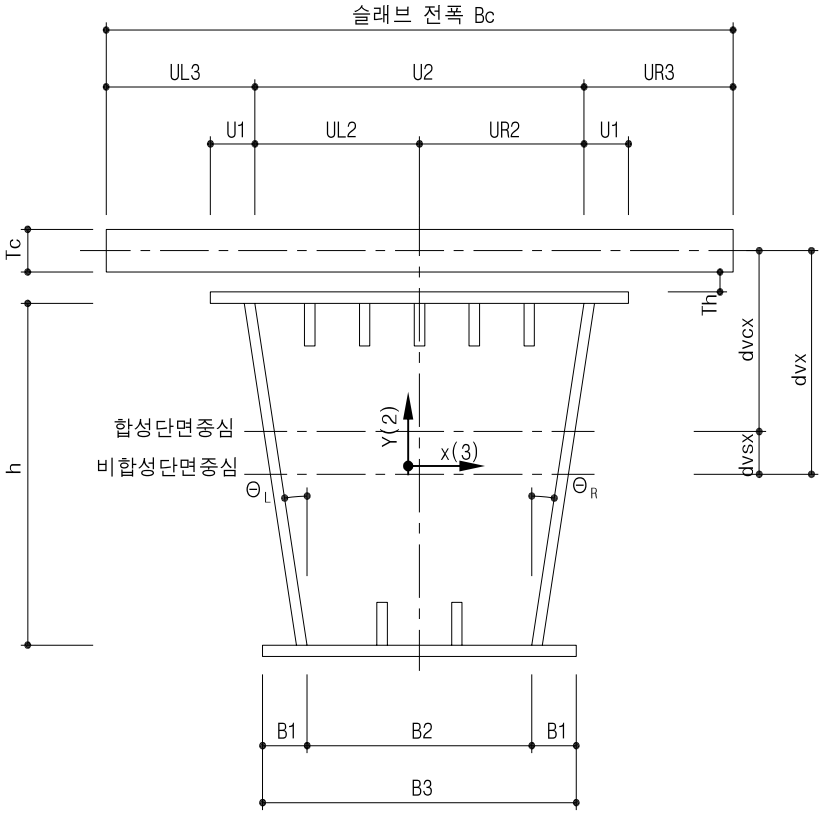
2b3 = X3 - 2be

[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(A1)	1	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C2	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
0.20L	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C3	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C4	3	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C5	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C6	3	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C7	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C8	4	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
0.20L	4	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C9	5	직선변화										0.892	0.998	0.000	4.439
C10(P1)	6	17.870	2.317	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.052	0.059	0.000	0.842	0.932	0.000	4.141
C11	5	직선변화										0.891	0.998	0.000	4.435
0.20L	5	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C12	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C13	7	27.000	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.034	0.039	0.040	0.930	1.050	0.920	4.670
C14	3	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C15	3	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C16	2	27.000	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.034	0.039	0.040	0.930	1.050	0.920	4.670
C17	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
0.20L	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C18	8	직선변화										0.891	0.998	0.000	4.437
C19(P2)	9	18.000	2.320	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.052	0.058	0.000	0.843	0.933	0.000	4.146
C20	8	직선변화										0.891	0.998	0.000	4.437
0.20L	8	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C21	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C22	2	27.000	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.034	0.039	0.040	0.930	1.050	0.920	4.670
C23	3	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C24	3	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C25	7	27.000	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.034	0.039	0.040	0.930	1.050	0.920	4.670
C26	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
0.20L	4	27.000	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.034	0.039	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C27	5	직선변화										0.891	0.998	0.000	4.435
C28(P3)	6	17.870	2.317	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.052	0.059	0.000	0.842	0.932	0.000	4.141
C29	5	직선변화										0.892	0.998	0.000	4.439
0.20L	5	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C30	4	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C31	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C32	3	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670
C33	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C34	3	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	0.000	0.930	1.050	0.000	4.670

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
C35	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C36	2	35.480	0.400	0.050	2.200	1.170	2.400	0.120	0.026	0.030	0.030	0.930	1.050	0.920	4.670
C37(A2)	1	35.480	2.640	0.050	2.200	1.170	0.000	0.120	0.026	0.030	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

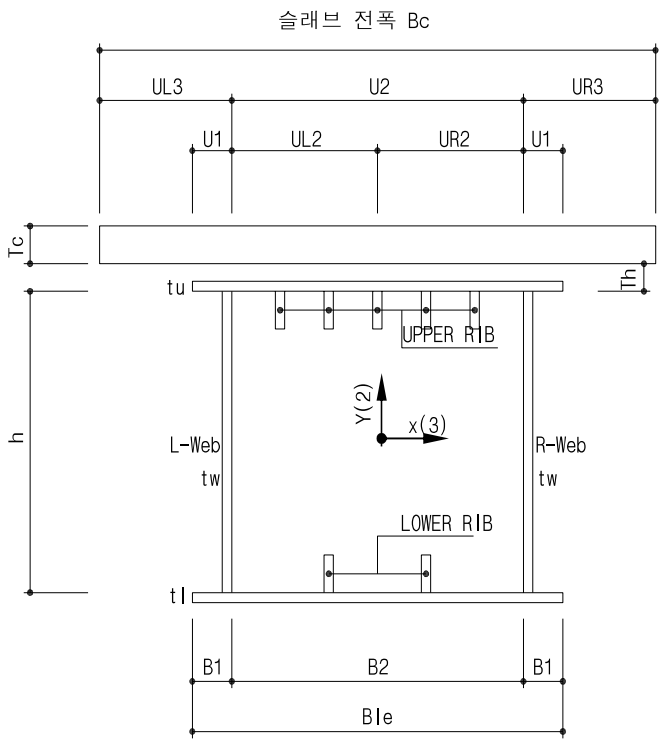
I_{v22} : 합성후 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

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 × 10.0	26,400.0	805.0	2.125E+07	1.711E+10	2.200E+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		109,080.0	-	-3.671E+05	4.431E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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		109,080.0	-	0.000E+00	5.931E+10	3.373E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 44,311,203,480.0 + 8,216,225,160.0 = 5.253E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -367,080.0 / 109,080.0 = -3.4 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 52,527,428,640.0 - 109,080.0 × -3.4² = 5.253E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 59,306,342,400.0 + 33,733,476,000.0 = 9.304E+10 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 109,080.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 93,039,818,400.0 - 109,080.0 × 0.0² = 9.304E+10 ㎜^{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 = 1,600.0 + 10.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,611.0 ㎜

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,611.0 = 3.886E+06 ㎜^{2}

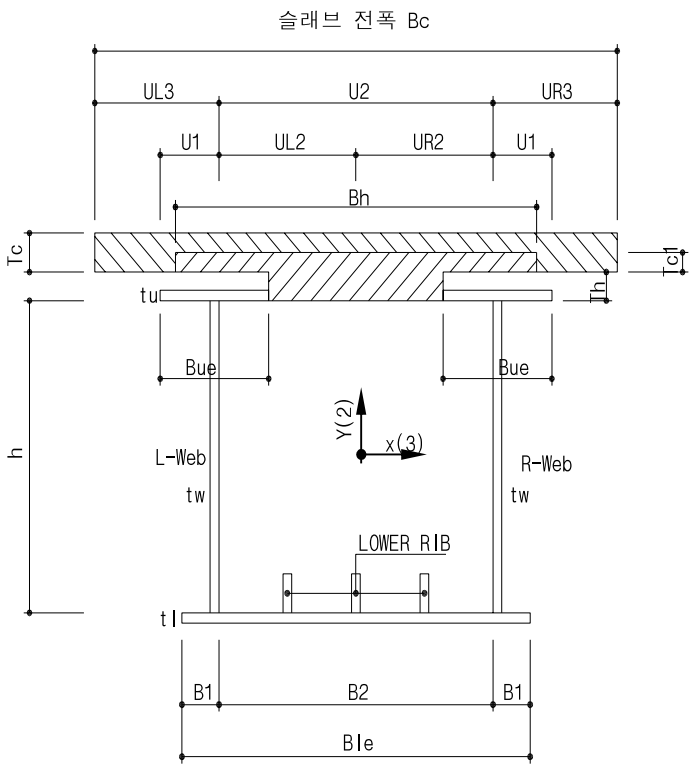
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 3,885,732.0² / {(1,611.0 + 1,611.0) / 12.0 + 2,412.0 / 10.0

+ 2,412.0 / 12.0 } = 8.498E+10 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 2 < 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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 × 10.0	4,000.0	-1,120.0	-4.480E+06	5.018E+09	5.333E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 10.0	4,000.0	1,120.0	4.480E+06	5.018E+09	5.333E+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		86,480.0	-	0.000E+00	7.344E+10	1.851E+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 = 86,480.0 + 317,000.0 / 6.2 = 1.376E+05 mm^2

- X(3)축 방향

I_x' = $\sum A_s Y^2$ + $\sum I_{xo}$ = 35,006,534,480.0 + 11,671,196,826.7 = 4.668E+10 mm^4

δ_y = $\sum A_s Y$ / $\sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.5 mm

I_{33} = I_x' - $\sum A_s \times \delta_y^2$ = 46,677,731,306.7 - 86,480.0 × -282.5^2 = 3.978E+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

= (2,500.0×90.0^3 /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×(1,257.2 - 1,800.0/2 + -282.5)^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 - (-282.5) + [(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 = 1,257.2 mm

d_{vcxh} = d_{vxh} · ∑As / Avh = 1,257.2 × 86,480.0 / 137,609.0 = 790.1 mm

d_{vsxh} = d_{vxh} - d_{vcxh} = 1,257.2 - 790.1 = 467.1 mm

I_{v33h} = I_{33} + I_{cxh} / n_h + $\sum As \cdot d_{vsxh}^2$ + Ach / $n_h \cdot d_{vcxh}^2$

= 39,775,250,581.3 + 491,010,120.9 / 6.2 + 86,480.0 × 467.1^2

+ 317,000.0 / 6.2 × 790.1^2 = 9.064E+10 mm^4

- Y(2)축 방향

I_y' = $\sum A_s X^2$ + $\sum I_{yo}$ = 73,442,835,200.0 + 18,506,972,266.7 = 9.195E+10 mm^4

δ_x = $\sum A_s X$ / $\sum A_s$ = 0.0 / 86,480.0 = 0.0 mm

I_{22} = I_y' - $\sum A_s \times \delta_x^2$ = 91,949,807,466.7 - 86,480.0 × 0.0^2 = 9.195E+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 × 86,480.0 / 137,609.0 = 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 / $n_h \cdot d_{vcyh}^2$

= 91,949,807,466.7 + 143,143,766,666.7 / 6.2 + 86,480.0 × 0.0^2

+ 317,000.0 / 6.2 × 0.0^2 = 1.150E+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

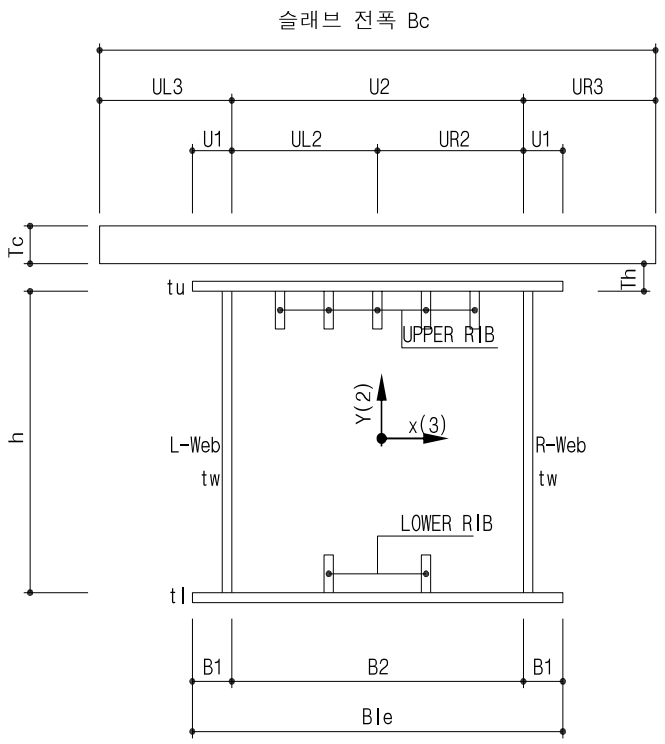
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R)/tw + Bu/t_{hu} + Bl/tl\}$

$= 4 \times 4{,}386{,}208.6^2 / \{(1{,}818.5 + 1{,}818.5) / 12.0 + 2{,}412.0 / 25.0$

$+ 2{,}412.0 / 12.0 \}$ = 1.281E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 3 < 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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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		113,880.0	-	0.000E+00	6.629E+10	3.373E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 56,202,219,480.0 + 11,688,225,160.0 = 6.789E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.1 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 67,890,444,640.0 - 113,880.0 × -3.1² = 6.789E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 66,287,635,200.0 + 33,733,533,600.0 = 1.000E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 113,880.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 100,021,168,800.0 - 113,880.0 × 0.0² = 1.000E+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 + 10.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,811.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,811.0 = 4.368E+06 ㎜^{2}

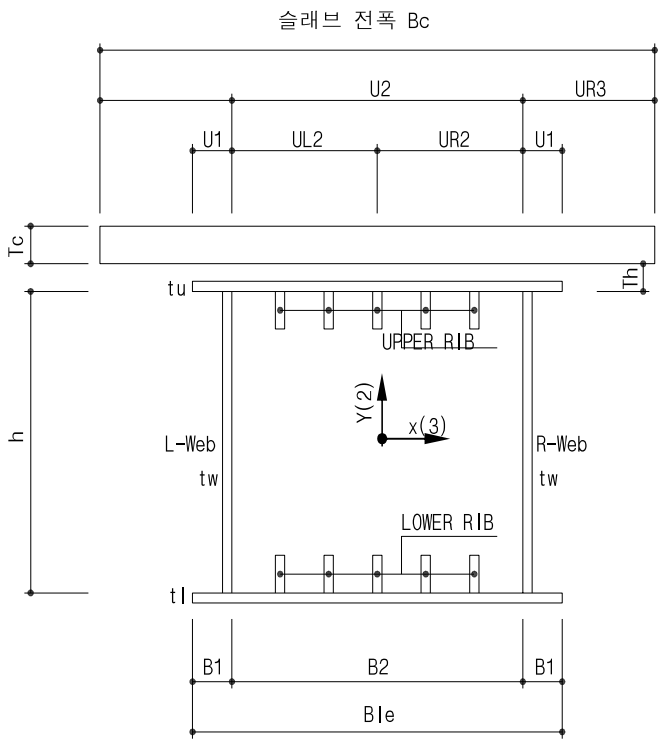
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,368,132.0^2 / \{(1,811.0 + 1,811.0) / 12.0 + 2,412.0 / 10.0$

$+ 2,412.0 / 12.0 \}$ = 1.026E+11 ㎜^{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	=	1,836.0	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 × 10.0	26,400.0	923.0	2.437E+07	2.249E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	843.0	8.852E+06	7.462E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-	-	-	6.189E+09
R - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-	-	-	6.189E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-843.0	-8.852E+06	7.462E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-924.0	-2.927E+07	2.705E+10	3.802E+05
합 계		123,144.0	-	-4.905E+06	6.446E+10	1.242E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-1,206.0	-2.657E+07	3.204E+10	2.644E+05
R - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	1,206.0	2.657E+07	3.204E+10	2.644E+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		123,144.0	-	0.000E+00	7.081E+10	3.373E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 64,462,178,280.0 + 12,417,905,272.0 = 7.688E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -4,905,120.0 / 123,144.0 = -39.8 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 76,880,083,552.0 - 123,144.0 × -39.8^2 = 7.668E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 70,808,267,904.0 + 33,733,735,768.0 = 1.045E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 123,144.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 104,542,003,672.0 - 123,144.0 × 0.0^2 = 1.045E+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 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,836.0 + 10.0 / 2 + 12.0 / 2 = 1,847.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,847.0 = 4.455E+06 ㎜^{2}

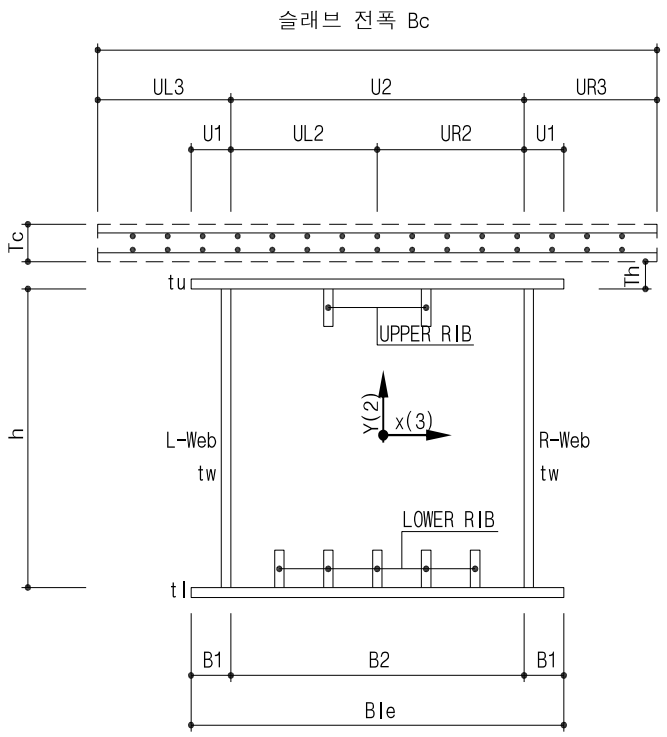
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,454,964.0^2 / \{(1,847.0 + 1,847.0) / 12.0 + 2,412.0 / 10.0$

$+ 2,412.0 / 12.0 \}$ = 1.058E+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	=	1,996.0	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	1,004.0	3.181E+07	3.193E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	923.0	3.877E+06	3.578E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-923.0	-9.692E+06	8.945E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,006.0	-4.249E+07	4.275E+10	9.011E+05
합 계		136,524.0	-	-1.650E+07	8.721E+10	1.593E+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 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-1,206.0	-2.889E+07	3.484E+10	2.874E+05
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	1,206.0	2.889E+07	3.484E+10	2.874E+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		136,524.0	-	0.000E+00	7.371E+10	4.293E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 87,205,703,820.0 + 15,933,035,652.0 = 1.031E+11 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -16,501,620.0 / 136,524.0 = -120.9 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 103,138,739,472.0 - 136,524.0 × -120.9² = 1.011E+11 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 73,705,302,144.0 + 42,933,550,948.0 = 1.166E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 136,524.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 116,638,853,092.0 - 136,524.0 × 0.0² = 1.166E+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 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,996.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,010.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,010.0 = 4.848E+06 ㎜^{2}

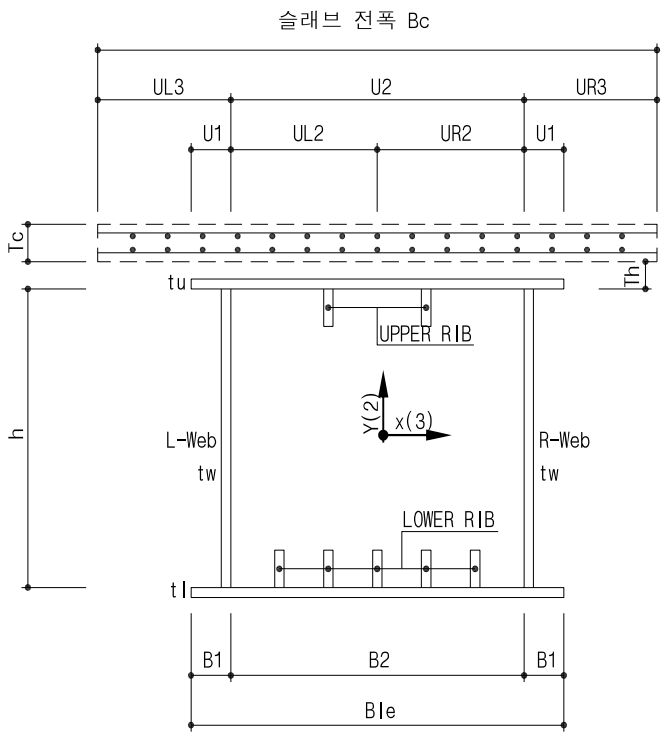
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,848,120.0^2 / \{(2,010.0 + 2,010.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 16.0 \}$ = 1.369E+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	=	2,200.0	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	1,106.0	3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,025.0	4.305E+06	4.413E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,108.0	-4.680E+07	5.186E+10	9.011E+05
합 계		141,420.0	-	-1.822E+07	1.061E+11	2.132E+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 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+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		141,420.0	-	0.000E+00	8.083E+10	4.293E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 106,052,831,340.0 + 21,324,843,780.0 = 1.274E+11 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -18,221,340.0 / 141,420.0 = -128.8 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 127,377,675,120.0 - 141,420.0 × -128.8² = 1.250E+11 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 80,826,220,800.0 + 42,933,609,700.0 = 1.238E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 141,420.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 123,759,830,500.0 - 141,420.0 × 0.0² = 1.238E+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 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,214.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,214.0 = 5.340E+06 ㎜^{2}

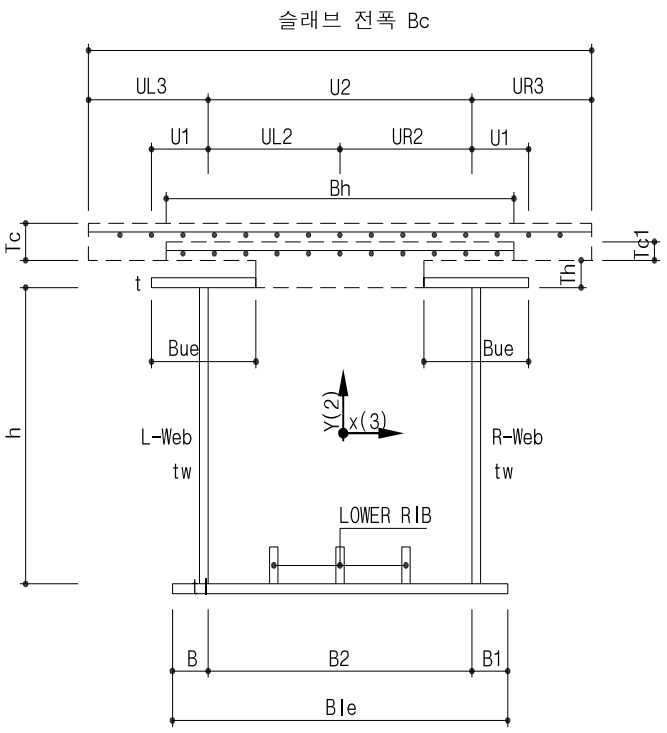
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 5,340,168.0^2 / \{(2,214.0 + 2,214.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0$

$+ 2,412.0 / 16.0 \}$ = 1.583E+11 ㎜^{4}

◎ FRAME SECTION NAME 7 < 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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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	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		93,380.0	-	-3.012E+07	3.970E+10	1.168E+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 × 10.0	4,000.0	-1,120.0	-4.480E+06	5.018E+09	5.333E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 10.0	4,000.0	1,120.0	4.480E+06	5.018E+09	5.333E+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	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		93,380.0	-	0.000E+00	7.623E+10	1.851E+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 = 93,380.0 + 317,000.0 / 6.2 = 1.445E+05 mm^2

- X(3)축 방향

I_x' = $\sum A_s Y^2$ + $\sum I_{xo}$ = 39,702,846,980.0 + 11,684,134,326.7 = 5.139E+10 mm^4

δ_y = $\sum A_s Y$ / $\sum A_s$ = -30,124,580.0 / 93,380.0 = -322.6 mm

I_{33} = I_x' - $\sum A_s \times \delta_y^2$ = 51,386,981,306.7 - 93,380.0 × -322.6^2 = 4.167E+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

= (2,500.0×90.0^3 /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×(1,297.3 - 1,800.0/2 + -322.6)^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 - (-322.6) + [(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 = 1,297.3 mm

d_{vcxh} = d_{vxh} · ∑As / Avh = 1,297.3 × 93,380.0 / 144,509.0 = 838.3 mm

d_{vsxh} = d_{vxh} - d_{vcxh} = 1,297.3 - 838.3 = 459.0 mm

I_{v33h} = I_{33} + I_{cxh} / n_h + $\sum As \cdot d_{vsxh}^2$ + Ach / $n_h \cdot d_{vcxh}^2$

= 41,668,729,859.1 + 491,010,120.9 / 6.2 + 93,380.0 × 459.0^2

+ 317,000.0 / 6.2 × 838.3^2 = 9.735E+10 mm^4

- Y(2)축 방향

I_y' = $\sum A_s X^2$ + $\sum I_{yo}$ = 76,226,835,200.0 + 18,507,100,566.7 = 9.473E+10 mm^4

δ_x = $\sum A_s X$ / $\sum A_s$ = 0.0 / 93,380.0 = 0.0 mm

I_{22} = I_y' - $\sum A_s \times \delta_x^2$ = 94,733,935,766.7 - 93,380.0 × 0.0^2 = 9.473E+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 × 93,380.0 / 144,509.0 = 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 / $n_h \cdot d_{vcyh}^2$

= 94,733,935,766.7 + 143,143,766,666.7 / 6.2 + 93,380.0 × 0.0^2

+ 317,000.0 / 6.2 × 0.0^2 = 1.178E+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

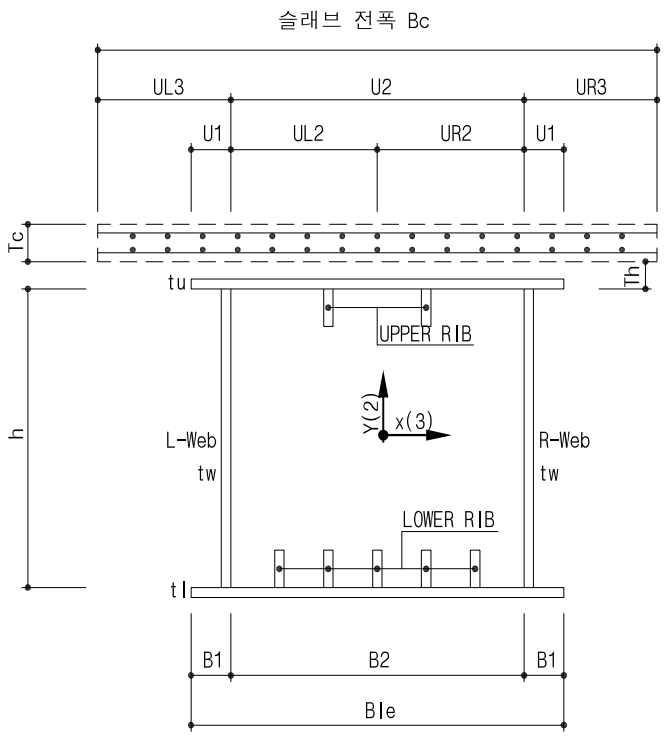
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R)/tw + Bu/t_{hu} + Bl/tl\}$

$= 4 \times 4{,}386{,}208.6^2 / \{(1{,}818.5 + 1{,}818.5) / 12.0 + 2{,}412.0 / 25.0$

$+ 2{,}412.0 / 12.0 \}$ = 1.281E+11 mm^4

◎ FRAME SECTION NAME 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	=	1,996.0	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 × 10.0	26,400.0	1,003.0	2.648E+07	2.656E+10	2.200E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	923.0	3.877E+06	3.578E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-923.0	-9.692E+06	8.945E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,006.0	-4.249E+07	4.275E+10	9.011E+05
합 계		131,244.0	-	-2.183E+07	8.183E+10	1.593E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-1,206.0	-2.889E+07	3.484E+10	2.874E+05
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	1,206.0	2.889E+07	3.484E+10	2.874E+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		131,244.0	-	0.000E+00	7.639E+10	3.987E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 81,830,394,540.0 + 15,932,875,492.0 = 9.776E+10 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -21,829,140.0 / 131,244.0 = -166.3 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 97,763,270,032.0 - 131,244.0 × -166.3^2 = 9.413E+10 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 76,393,302,144.0 + 39,866,926,948.0 = 1.163E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 131,244.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 116,260,229,092.0 - 131,244.0 × 0.0^2 = 1.163E+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 ㎜

$H = h + tu/2 + tl/2$ = 1,996.0 + 10.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,009.0 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,009.0 = 4.846E+06 ㎜^{2}

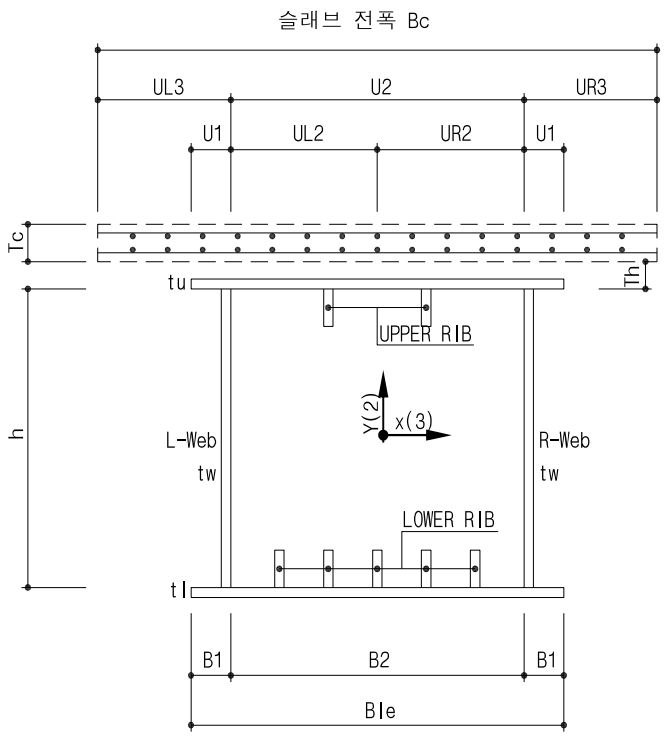
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

$= 4 \times 4,845,708.0^2 / \{(2,009.0 + 2,009.0) / 12.0 + 2,412.0 / 10.0$

$+ 2,412.0 / 16.0 \}$ = 1.292E+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	=	2,200.0	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 × 10.0	26,400.0	1,105.0	2.917E+07	3.224E+10	2.200E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,025.0	4.305E+06	4.413E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,108.0	-4.680E+07	5.186E+10	9.011E+05
합 계		136,140.0	-	-2.409E+07	9.954E+10	2.132E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+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		136,140.0	-	0.000E+00	8.083E+10	3.987E+10

① 합성전 단면

$I_x' = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 99,535,774,860.0 + 21,324,683,620.0 = 1.209E+11 ㎜^{4}

$\delta_y = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -24,087,420.0 / 136,140.0 = -176.9 ㎜

$I_{33} = I_x' - \sum A_s \times \delta_y^2$ = 120,860,458,480.0 - 136,140.0 × -176.9² = 1.166E+11 ㎜^{4}

$I_y' = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 80,826,220,800.0 + 39,866,985,700.0 = 1.207E+11 ㎜^{4}

$\delta_x = \sum A_s X / \sum A_s$ = 0.0 / 136,140.0 = 0.0 ㎜

$I_{22} = I_y' - \sum A_s \times \delta_x^2$ = 120,693,206,500.0 - 136,140.0 × 0.0² = 1.207E+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 = 2,200.0 + 10.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,213.0 ㎜

F = (Bu+Bl)/2 × H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,213.0 = 5.338E+06 ㎜^{2}

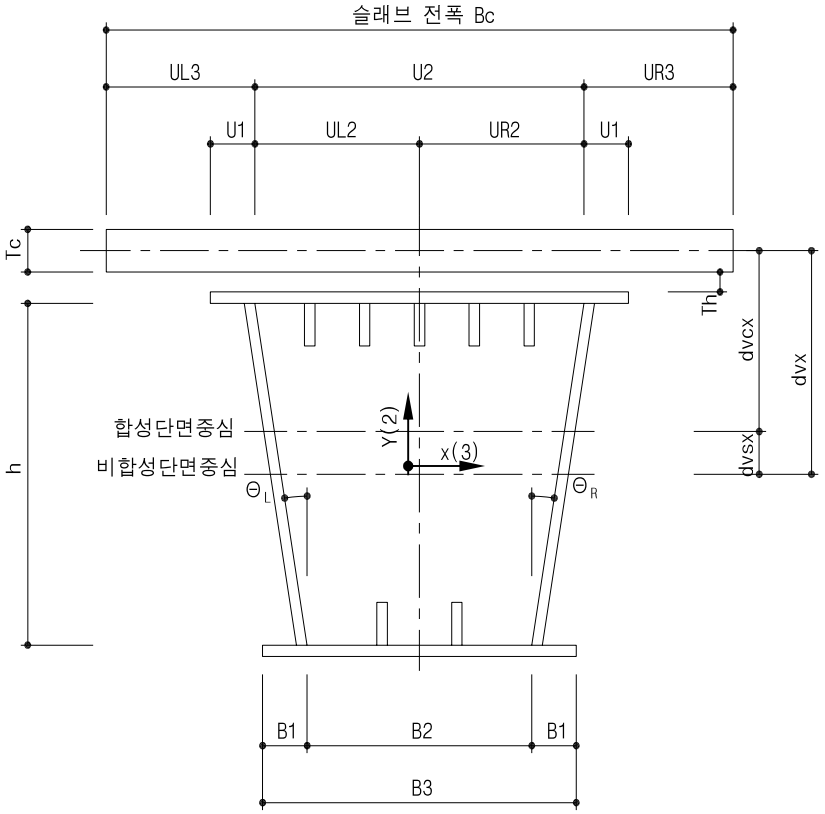
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,337,756.0² / {(2,213.0 + 2,213.0) / 12.0 + 2,412.0 / 10.0

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.498E+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)

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

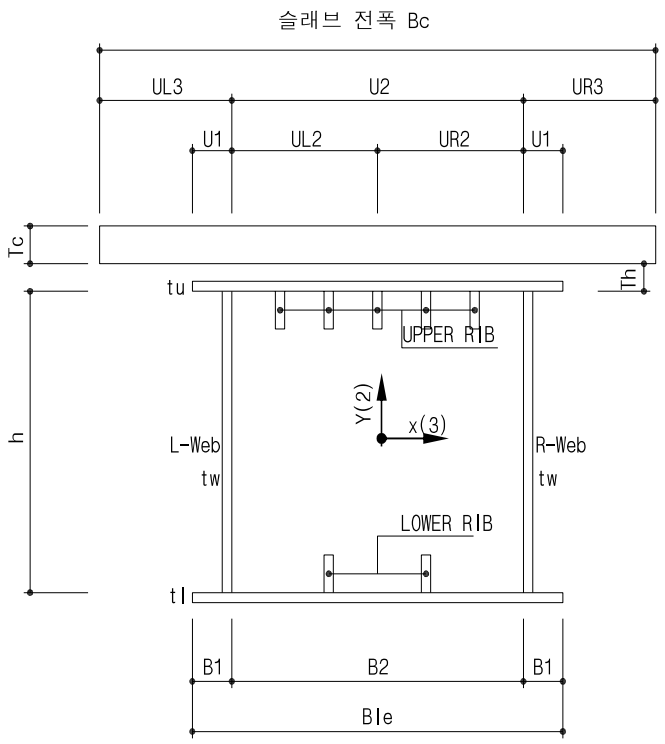
I_{v22} : 합성후 단면의 2축 방향(횡방향) 단면2차 모멘트

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 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 × 10.0	26,400.0	805.0	2.125E+07	1.711E+10	2.200E+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		109,080.0	-	-3.671E+05	4.431E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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		109,080.0	-	0.000E+00	5.931E+10	3.373E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 440.0 = 1.980E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 109,080.0 + 1,980,000.0 / 7.0 = 3.919E+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 - -3.4 + 50.0 + 440.0 / 2 = 1,073.4 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,073.4 × 109,080.0 / 391,937.1 = 298.7 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,073.4 - 298.7 = 774.6 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 52,526,193,329.0 + 31,944,000,000.0 / 7.0 + 109,080.0 × 774.6²

+ 1,980,000.0 / 7.0 × 298.7² = 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 × 109,080.0 / 391,937.1 = 13.9 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 13.9 = 36.1 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 93,039,818,400.0 + 3,341,250,000,000.0 / 7.0 + 109,080.0 × 36.1²

+ 1,980,000.0 / 7.0 × 13.9² = 5.706E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 440.0 / 7.0 = 72.9 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,600.0 + 72.9 / 2 + 12.0 / 2 = 1,642.4 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,642.4 = 3.962E+06 ㎟

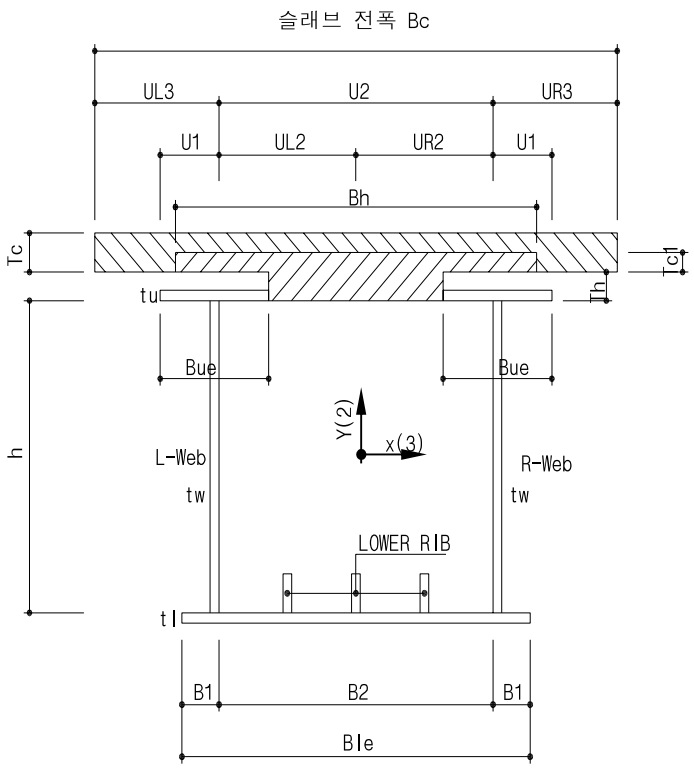
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 3,961,537.7² / {(1,642.4 + 1,642.4) / 12.0 + 2,412.0 / 72.9

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.236E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 2 < 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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 × 10.0	4,000.0	-1,120.0	-4.480E+06	5.018E+09	5.333E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 10.0	4,000.0	1,120.0	4.480E+06	5.018E+09	5.333E+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		86,480.0	-	0.000E+00	7.344E+10	1.851E+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 ㎟

$A_v = \sum A_s + A_c / n + A_{ch} / n_h$

= 86,480.0 + 855,000.0 / 7.0 + 317,000.0 / 6.2 = 2.598E+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

×(1,372.3-1,800.0/2 + -282.5-50.0)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 - (-282.5) + [4,500.0 × 240.0 × (50.0 + 240.0/2)

- 2,500.0 × 90.0 × (50.0 + 90.0/2)] / 855,000.0 = 1,372.3 ㎜

$d_{vcx} = [d_{vx} \cdot \sum A_s + (d_{vx} - d_{vxh}) \times A_{ch} / n_h] / A_v$

= [1,372.3×86,480.0+(1,372.3-1,257.2)×317,000.0 / 6.2]/259,751.9 = 479.5 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,372.3 - 479.5 = 892.7 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx}/n + I_{cxh}/n_h + \sum A_s \cdot d_{vsx}^2 + A_c/n \cdot d_{vcx}^2 + A_{ch}/n_h \cdot (d_{vxh} - d_{vsx})^2$

= 39,775,250,581.3 + 3,433,440,789.5/7.0 + 491,010,120.9/6.2+ 86,480.0

×892.7² + 855,000.0/7.0×479.5² + 317,000.0/6.2×(1,257.2-892.7)² = 1.441E+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 × 137,609.0 / 259,751.9 = 33.5 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 63.2 - 33.5 = 29.7 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy}/n + I_{cxh}/n_h + \sum A_s \cdot d_{vsy}^2 + A_c/n \cdot d_{vcy}^2 + A_{ch}/n_h \cdot d_{vsy}^2$

= 91,949,807,466.7 + 1,704,601,973,684.2/7.0 + 143,143,766,666.7/6.2 + 86,480.0 × 29.7²

+ 855,000.0 / 7.0 × 33.5² + 317,000.0 / 6.2 × 29.7² = 3.588E+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

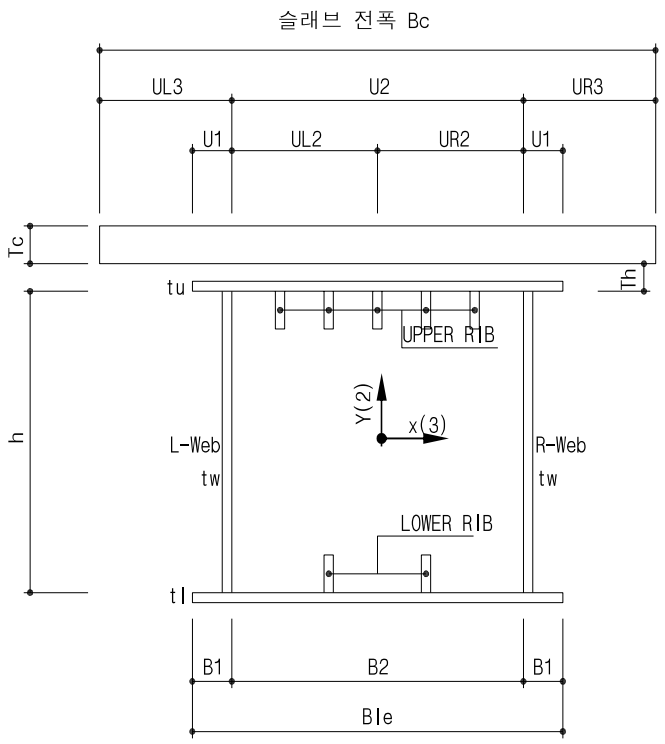
K = $4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

= $4F^2$ / {(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 3 < 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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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		113,880.0	-	0.000E+00	6.629E+10	3.373E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 113,880.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.682E+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 - -3.1 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,073.1 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,073.1 × 113,880.0 / 268,165.7 = 455.7 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,073.1 - 455.7 = 617.4 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 67,889,337,493.8 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 113,880.0 × 617.4²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 455.7² = 1.441E+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 × 113,880.0 / 268,165.7 = 21.2 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 21.2 = 28.8 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 100,021,168,800.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 113,880.0 × 28.8²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 21.2² = 3.605E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 240.0 / 7.0 = 44.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 44.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,828.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,828.1 = 4.409E+06 ㎟

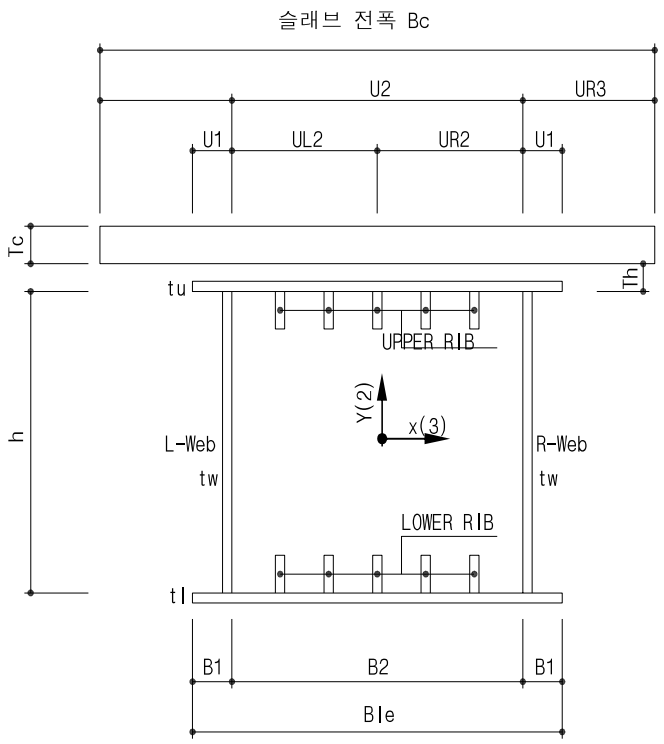
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,409,480.6² / {(1,828.1 + 1,828.1) / 12.0 + 2,412.0 / 44.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.388E+11 ㎟

◎ 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	=	1,836.0	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 × 10.0	26,400.0	923.0	2.437E+07	2.249E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	843.0	8.852E+06	7.462E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-	-	-	6.189E+09
R - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-	-	-	6.189E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-843.0	-8.852E+06	7.462E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-924.0	-2.927E+07	2.705E+10	3.802E+05
합 계		123,144.0	-	-4.905E+06	6.446E+10	1.242E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-1,206.0	-2.657E+07	3.204E+10	2.644E+05
R - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	1,206.0	2.657E+07	3.204E+10	2.644E+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		123,144.0	-	0.000E+00	7.081E+10	3.373E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 123,144.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.774E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,836.0 / 2 - -39.8 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,127.8 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,127.8 × 123,144.0 / 277,429.7 = 500.6 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,127.8 - 500.6 = 627.2 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 76,684,700,892.6 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 123,144.0 × 627.2²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 500.6² = 1.645E+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 × 123,144.0 / 277,429.7 = 22.2 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 22.2 = 27.8 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 104,542,003,672.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 123,144.0 × 27.8²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 22.2² = 3.651E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 240.0 / 7.0 = 44.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,836.0 + 44.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,864.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,864.1 = 4.496E+06 ㎟

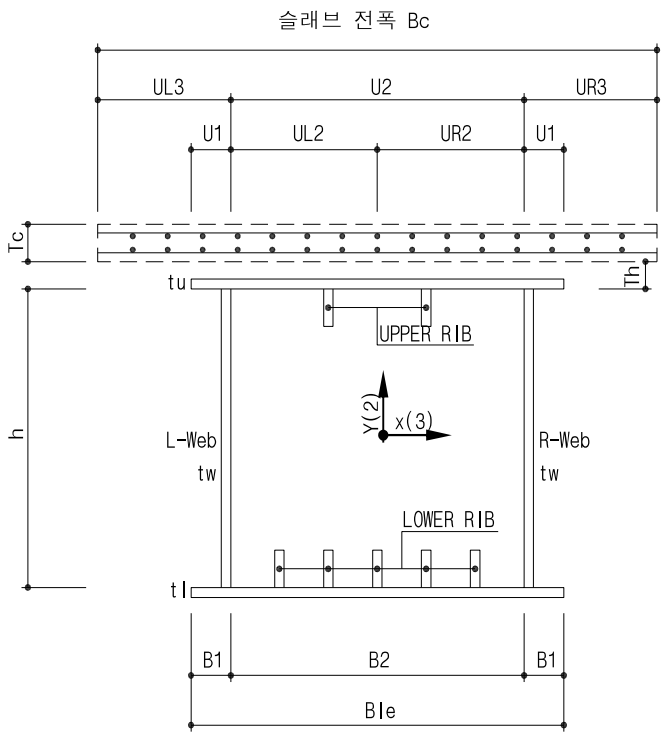
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,496,312.6² / {(1,864.1 + 1,864.1) / 12.0 + 2,412.0 / 44.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.428E+11 ㎟

◎ 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	=	1,996.0	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	1,004.0	3.181E+07	3.193E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	923.0	3.877E+06	3.578E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-923.0	-9.692E+06	8.945E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,006.0	-4.249E+07	4.275E+10	9.011E+05
합 계		136,524.0	-	-1.650E+07	8.721E+10	1.593E+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 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-1,206.0	-2.889E+07	3.484E+10	2.874E+05
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	1,206.0	2.889E+07	3.484E+10	2.874E+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		136,524.0	-	0.000E+00	7.371E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 136,524.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.908E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,996.0 / 2 - -120.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,288.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,288.9 × 136,524.0 / 290,809.7 = 605.1 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,288.9 - 605.1 = 683.8 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 101,144,192,999.4 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 136,524.0 × 683.8²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 605.1² = 2.222E+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 × 136,524.0 / 290,809.7 = 23.5 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 23.5 = 26.5 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 116,638,853,092.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 136,524.0 × 26.5²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 23.5² = 3.772E+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 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,996.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,027.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,027.1 = 4.889E+06 ㎟

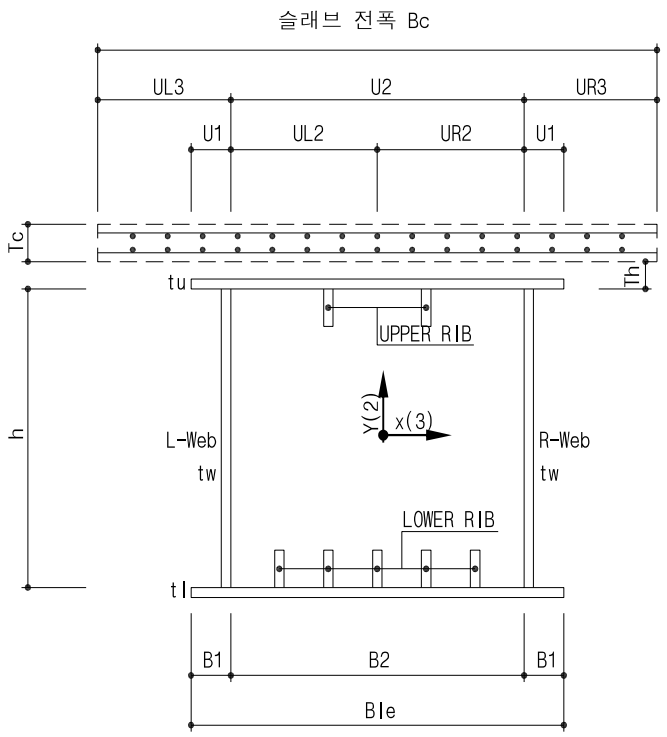
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,889,468.6² / {(2,027.1 + 2,027.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.769E+11 ㎟

◎ 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	=	2,200.0	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	1,106.0	3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,025.0	4.305E+06	4.413E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,108.0	-4.680E+07	5.186E+10	9.011E+05
합 계		141,420.0	-	-1.822E+07	1.061E+11	2.132E+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 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+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		141,420.0	-	0.000E+00	8.083E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc = 4,500.0 \times 240.0 = 1.080E+06\ mm^2$

$Av = \sum As + Ac / N = 141,420.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.957E+05\ mm^2$

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12 = 4,500.0 \times 240.0^3 / 12 = 5.184E+09\ mm^4$

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2 = 2,200.0 / 2 - -128.8 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,398.8\ mm$

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av = 1,398.8 \times 141,420.0 / 295,705.7 = 669.0\ mm$

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx} = 1,398.8 - 669.0 = 729.9\ mm$

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

$= 125,029,936,247.2 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 141,420.0 \times 729.9^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 669.0^2 = 2.702E+11\ mm^4$

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3 / 12 = 240.0 \times 4,500.0^3 / 12 = 1.823E+12\ mm^4$

$d_{vy} = UR2+UR3-\delta_x-Bc/2 = 1,200.0 + 1,100.0 - 0.0 - 4,500.0 / 2 = 50.0\ mm$

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum As / Av = 50.0 \times 141,420.0 / 295,705.7 = 23.9\ mm$

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy} = 50.0 - 23.9 = 26.1\ mm$

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

$= 123,759,830,500.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 141,420.0 \times 26.1^2$

$+ 1,080,000.0 / 7.0 \times 23.9^2 = 3.843E+11\ mm^4$

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n = 12.0 + 240.0 / 7.0 = 46.3\ mm$

$H = h + tcu/2 + tl/2 = 2,200.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,231.1\ mm$

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 \times 2,231.1 = 5.382E+06\ mm^2$

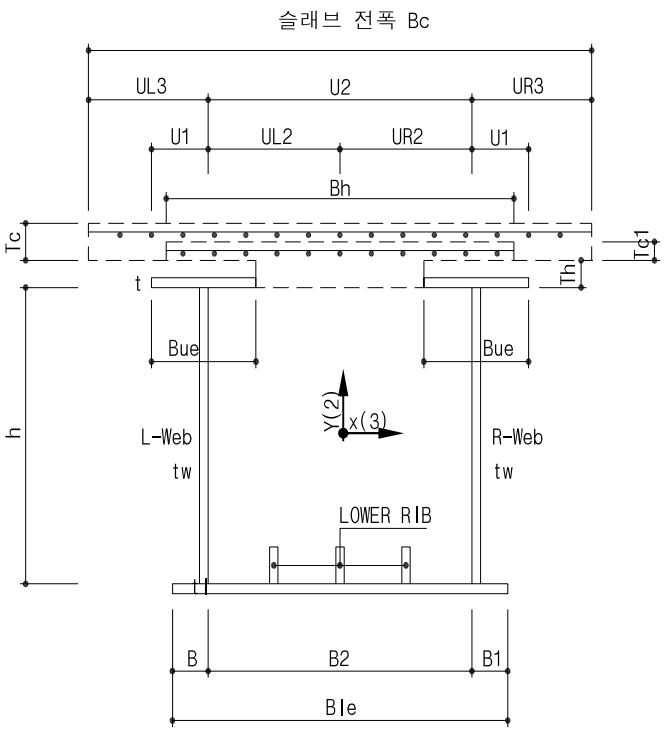
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{ (H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl \}$

$= 4 \times 5,381,516.6^2 / \{ (2,231.1 + 2,231.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3$

$+ 2,412.0 / 16.0 \} = 2.016E+11\ mm^4$

◎ FRAME SECTION NAME 7 < 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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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	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		93,380.0	-	-3.012E+07	3.970E+10	1.168E+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 × 10.0	4,000.0	-1,120.0	-4.480E+06	5.018E+09	5.333E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 10.0	4,000.0	1,120.0	4.480E+06	5.018E+09	5.333E+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	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		93,380.0	-	0.000E+00	7.623E+10	1.851E+10

① 합성후 단면 (Steel + Half-Deck + Slab)

$A_{ch} = (B_h \times T_{c1}) + \{U2 - (U3-U1)\times 2\} \times T_h$ = 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 ㎟

$A_v = \sum A_s + A_c / n + A_{ch} / n_h$

= 93,380.0 + 855,000.0 / 7.0 + 317,000.0 / 6.2 = 2.667E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = B_c \times T_c^3 /12 - B_h \times T_{c1}^3 /12 + B_c \times T_c \times (T_c/2)^2$

$- B_h \times T_{c1} \times (T_{c1}/2)^2 - A_c \times (dvx-h/2+\delta y-T_h)^2$

= 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

×(1,412.3-1,800.0/2 + -322.6-50.0)² = 3.433E+09 ㎟

$I_{cxh} = (B_h \times T_{c1}^3 / 12) + \{U2 - (U3-U1)\times 2\} \times T_h^3 / 12$

$+ (B_h \times T_{c1}) \times (T_h+T_{c1}/2)^2 + \{U2-(U3-U1)\times 2\} \times (T_h/2)^2$

$- A_{ch} \times (dvxh - h/2 + \delta_y)^2$ = 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 - (-322.6) + [4,500.0 × 240.0 × (50.0 + 240.0/2)

- 2,500.0 × 90.0 × (50.0 + 90.0/2)] / 855,000.0 = 1,412.3 ㎜

$d_{vcx} = [d_{vx} \cdot \sum A_s + (dvx - dvxh) \times A_{ch} / nh] / A_v$

= [1,412.3×93,380.0+(1,412.3-1,297.3)×317,000.0 / 6.2]/266,651.9 = 516.7 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,412.3 - 516.7 = 895.7 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx}/n + I_{cxh}/n_h + \sum A_s \cdot d_{vsx}^2 + A_c/n \cdot d_{vcx}^2 + A_{ch}/n_h \cdot (d_{vxh}-d_{vsx})^2$

= 41,668,729,859.1 + 3,433,440,789.5/7.0 + 491,010,120.9/6.2+ 93,380.0

×895.7² + 855,000.0/7.0×516.7² + 317,000.0/6.2×(1,297.3-895.7)² = 1.580E+11 ㎟

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = T_c \times B_c^3/12 - T_{c1} \times B_h^3/12 + T_c \times B_c \times (UR2+UR3-B_c/2)^2 - A_c \times dvy^2$

= 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 ㎟

$I_{cyh} = (T_{c1} \times B_h^3 / 12) + (T_h+tu) \times \{U2 - (U3-U1)\times 2\}^3 / 12$ = 1.431E+11 ㎟

$d_{vy} = T_c \times [(UR2 + UR3)^2 - (UL2 + UL3)^2] / 2 / A_c$

= 240.0×[(1,200.0+1,100.0)² - (1,200.0+1,000.0)²]/2 / 855,000.0 = 63.2 ㎜

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum Avh / A_v$ = 63.2 × 144,509.0 / 266,651.9 = 34.2 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 63.2 - 34.2 = 28.9 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy}/n + I_{cxh}/n_h + \sum A_s \cdot d_{vsy}^2 + A_c/n \cdot d_{vcy}^2 + A_{ch}/n_h \cdot d_{vsy}^2$

= 94,733,935,766.7 + 1,704,601,973,684.2/7.0 + 143,143,766,666.7/6.2 + 93,380.0 × 28.9²

+ 855,000.0 / 7.0 × 34.2² + 317,000.0 / 6.2 × 28.9² = 3.616E+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

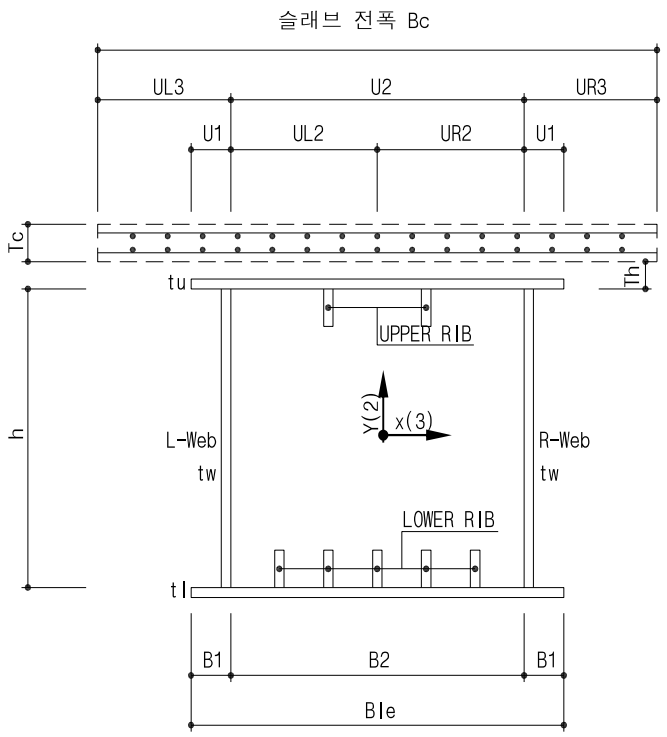
K = $4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

= $4F^2$ / {(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 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	=	1,996.0	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 × 10.0	26,400.0	1,003.0	2.648E+07	2.656E+10	2.200E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	923.0	3.877E+06	3.578E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-923.0	-9.692E+06	8.945E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,006.0	-4.249E+07	4.275E+10	9.011E+05
합 계		131,244.0	-	-2.183E+07	8.183E+10	1.593E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-1,206.0	-2.889E+07	3.484E+10	2.874E+05
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	1,206.0	2.889E+07	3.484E+10	2.874E+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		131,244.0	-	0.000E+00	7.639E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 131,244.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.855E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,996.0 / 2 - -166.3 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,334.3 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,334.3 × 131,244.0 / 285,529.7 = 613.3 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,334.3 - 613.3 = 721.0 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 94,132,541,365.2 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 131,244.0 × 721.0²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 613.3² = 2.211E+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 × 131,244.0 / 285,529.7 = 23.0 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 23.0 = 27.0 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 116,260,229,092.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 131,244.0 × 27.0²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 23.0² = 3.768E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 240.0 / 7.0 = 44.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,996.0 + 44.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,026.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,026.1 = 4.887E+06 ㎟

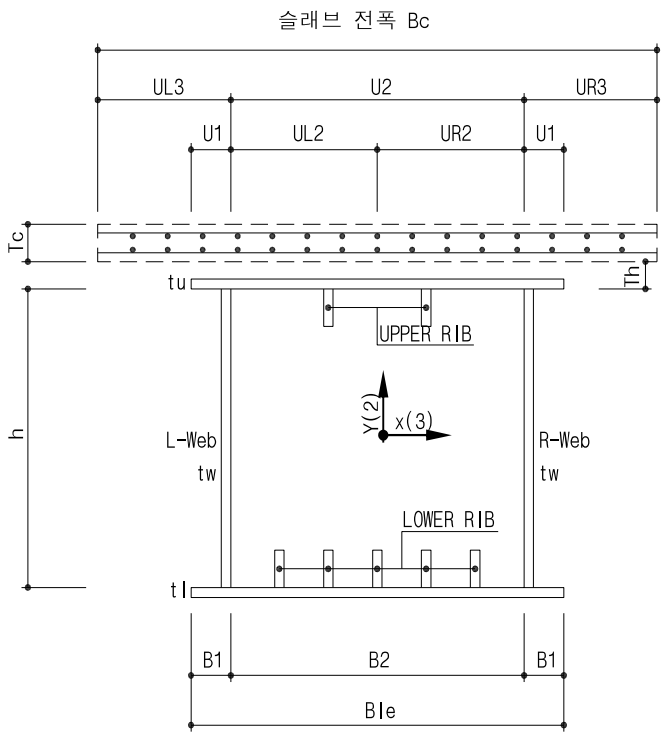
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,887,056.6² / {(2,026.1 + 2,026.1) / 12.0 + 2,412.0 / 44.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.760E+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	=	2,200.0	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 × 10.0	26,400.0	1,105.0	2.917E+07	3.224E+10	2.200E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,025.0	4.305E+06	4.413E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,108.0	-4.680E+07	5.186E+10	9.011E+05
합 계		136,140.0	-	-2.409E+07	9.954E+10	2.132E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+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		136,140.0	-	0.000E+00	8.083E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,500.0 × 240.0 = 1.080E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 136,140.0 + 1,080,000.0 / 7.0 = 2.904E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,500.0 × 240.0³ / 12 = 5.184E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - -176.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,446.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,446.9 × 136,140.0 / 290,425.7 = 678.3 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,446.9 - 678.3 = 768.7 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 116,598,641,216.5 + 5,184,000,000.0 / 7.0 + 136,140.0 × 768.7²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 678.3² = 2.688E+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 × 136,140.0 / 290,425.7 = 23.4 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 50.0 - 23.4 = 26.6 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 120,693,206,500.0 + 1,822,500,000,000.0 / 7.0 + 136,140.0 × 26.6²

+ 1,080,000.0 / 7.0 × 23.4² = 3.812E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 240.0 / 7.0 = 44.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 44.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,230.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,230.1 = 5.379E+06 ㎟

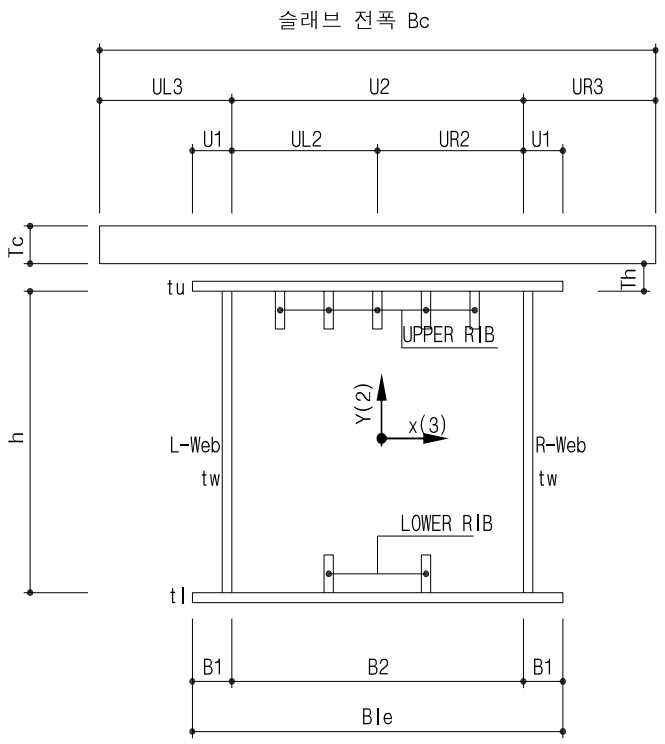
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,379,104.6² / {(2,230.1 + 2,230.1) / 12.0 + 2,412.0 / 44.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 2.006E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 10 < 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 × 10.0	26,400.0	805.0	2.125E+07	1.711E+10	2.200E+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		109,080.0	-	-3.671E+05	4.431E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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		109,080.0	-	0.000E+00	5.931E+10	3.373E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 440.0 = 2.055E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 109,080.0 + 2,054,800.0 / 7.0 = 4.026E+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 - -3.4 + 50.0 + 440.0 / 2 = 1,073.4 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,073.4 × 109,080.0 / 402,622.9 = 290.8 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,073.4 - 290.8 = 782.6 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 52,526,193,329.0 + 33,150,773,333.3 / 7.0 + 109,080.0 × 782.6²

+ 2,054,800.0 / 7.0 × 290.8² = 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 × 109,080.0 / 402,622.9 = 9.5 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 9.5 = 25.5 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 93,039,818,400.0 + 3,734,410,643,333.3 / 7.0 + 109,080.0 × 25.5²

+ 2,054,800.0 / 7.0 × 9.5² = 6.266E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 440.0 / 7.0 = 72.9 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,600.0 + 72.9 / 2 + 12.0 / 2 = 1,642.4 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,642.4 = 3.962E+06 ㎟

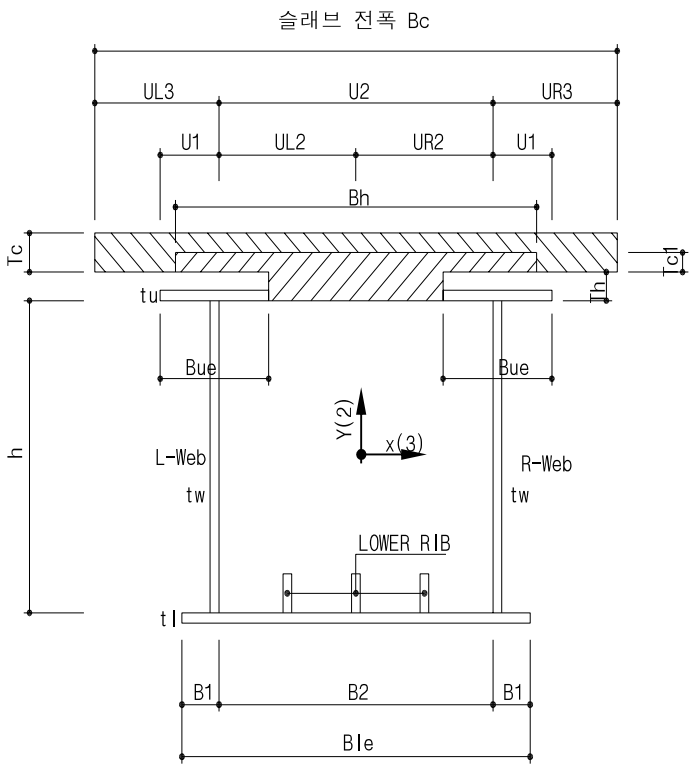
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 3,961,537.7² / {(1,642.4 + 1,642.4) / 12.0 + 2,412.0 / 72.9

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.236E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 11 < 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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 × 10.0	4,000.0	-1,120.0	-4.480E+06	5.018E+09	5.333E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 10.0	4,000.0	1,120.0	4.480E+06	5.018E+09	5.333E+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		86,480.0	-	0.000E+00	7.344E+10	1.851E+10

① 합성후 단면 (Steel + Half-Deck + Slab)

$Ach = (Bh \times Tc1) + \{U2 - (U3-U1) \times 2\} \times Th$ = 3.170E+05 mm^2

$Ac = Bc \times Tc - Bh \times Tc1$ = 4,670.0 × 240.0 - 2,500.0 × 90.0 = 8.958E+05 mm^2

$Av = \sum As + Ac / n + Ach / n_h$

= 86,480.0 + 895,800.0 / 7.0 + 317,000.0 / 6.2 = 2.656E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 /12 - Bh \times Tc1^3 /12 + Bc \times Tc \times (Tc/2)^2$

$- Bh \times Tc1 \times (Tc1/2)^2 - Ac \times (dvx-h/2+\delta y-Th)^2$

$= 4,670.0 \times 240.0^3 / 12 - 2,500.0 \times 90.0^3 / 12 + 4,670.0 \times 240.0$

$\times (240.0/2)^2 - 2,500.0 \times 90.0 \times (90.0/2)^2 - 895,800.0$

$\times (1,371.4-1,800.0/2 + -282.5-50.0)^2$ = 3.644E+09 mm^4

$I_{cxh} = (Bh \times Tc1^3 / 12) + \{U2 - (U3-U1) \times 2\} \times Th^3 / 12$

$+ (Bh \times Tc1) \times (Th+Tc1/2)^2 + \{U2-(U3-U1) \times 2\} \times (Th/2)^2$

$- Ach \times (dvxh - h/2 + \delta_y)^2$ = 4.910E+08 mm^4

$d_{vx} = h/2-\delta_y+[Bc \times Tc \times (Th+Tc/2)-Bh \times Tc1 \times (Th+Tc1/2)]/Ac$

= 1,800.0/2 - (-282.5) + [4,670.0 × 240.0 × (50.0 + 240.0/2)

- 2,500.0 × 90.0 × (50.0 + 90.0/2)] / 895,800.0 = 1,371.4 mm

$d_{vcx} = [d_{vx} \cdot \sum As + (dvx - dvxh) \times Ach / nh] / Av$

= [1,371.4×86,480.0+(1,371.4-1,257.2)×317,000.0 / 6.2]/265,580.5 = 468.5 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,371.4 - 468.5 = 902.8 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx}/n + I_{cxh}/n_h + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac/n \cdot d_{vcx}^2 + A_{ch}/n_h \cdot (d_{vxh}-d_{vsx})^2$

$= 39,775,250,581.3 + 3,644,450,264.6/7.0 + 491,010,120.9/6.2 + 86,480.0$

$\times 902.8^2 + 895,800.0/7.0 \times 468.5^2 + 317,000.0/6.2 \times (1,257.2-902.8)^2$ = 1.454E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3/12 - Tc1 \times Bh^3/12 + Tc \times Bc \times (UR2+UR3-Bc/2)^2 - Ac \times dvy^2$

$= 240.0 \times 4,670.0^3 /12 - 90.0 \times 2,500.0^3 /12 + 240.0 \times 4,670.0 \times (1,200.0$

$+1,170.0 - 4,670.0/2)^2 - 895,800.0 \times 43.8^2$ = 1.919E+12 mm^4

$I_{cyh} = (Tc1 \times Bh^3 / 12) + (Th+tu) \times \{U2 - (U3-U1) \times 2\}^3 / 12$ = 1.431E+11 mm^4

$d_{vy} = Tc \times [(UR2 + UR3)^2 - (UL2 + UL3)^2] / 2 / Ac$

= 240.0×[(1,200.0+1,170.0)² - (1,200.0+1,100.0)²]/2 / 895,800.0 = 43.8 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum Avh / Av$ = 43.8 × 137,609.0 / 265,580.5 = 22.7 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 43.8 - 22.7 = 21.1 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy}/n + I_{cxh}/n_h + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac/n \cdot d_{vcy}^2 + A_{ch}/n_h \cdot d_{vsy}^2$

$= 91,949,807,466.7 + 1,919,418,905,679.8/7.0 + 143,143,766,666.7/6.2 + 86,480.0 \times 21.1^2$

$+ 895,800.0 / 7.0 \times 22.7^2 + 317,000.0 / 6.2 \times 21.1^2$ = 3.894E+11 mm^4

- 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

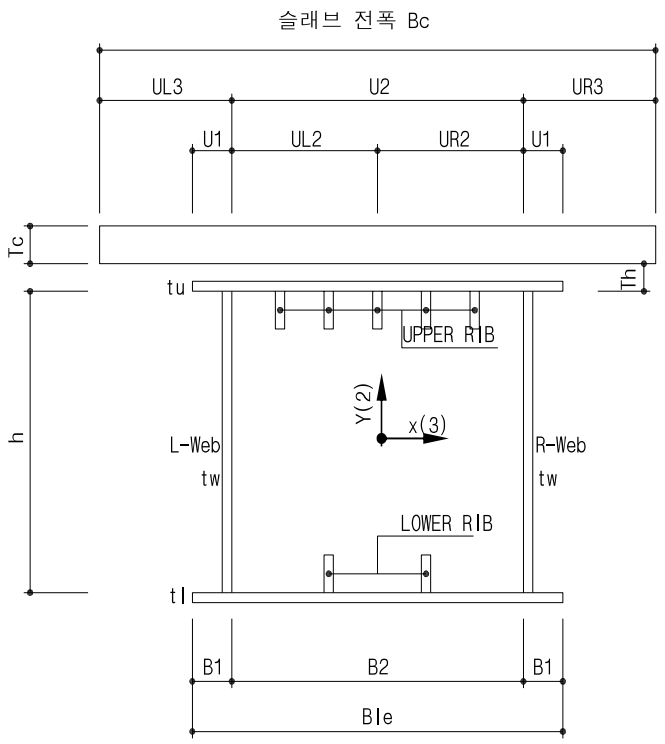
K = $4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

= $4F^2$ / {(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 12 < 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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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		113,880.0	-	0.000E+00	6.629E+10	3.373E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.740E+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 - -3.1 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,073.1 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,073.1 × 113,880.0 / 273,994.3 = 446.0 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,073.1 - 446.0 = 627.1 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 67,889,337,493.8 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 113,880.0 × 627.1²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 446.0² = 1.453E+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 × 113,880.0 / 273,994.3 = 14.5 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 14.5 = 20.5 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 100,021,168,800.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 113,880.0 × 20.5²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 14.5² = 3.911E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 240.0 / 7.0 = 44.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 44.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,828.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,828.1 = 4.409E+06 ㎟

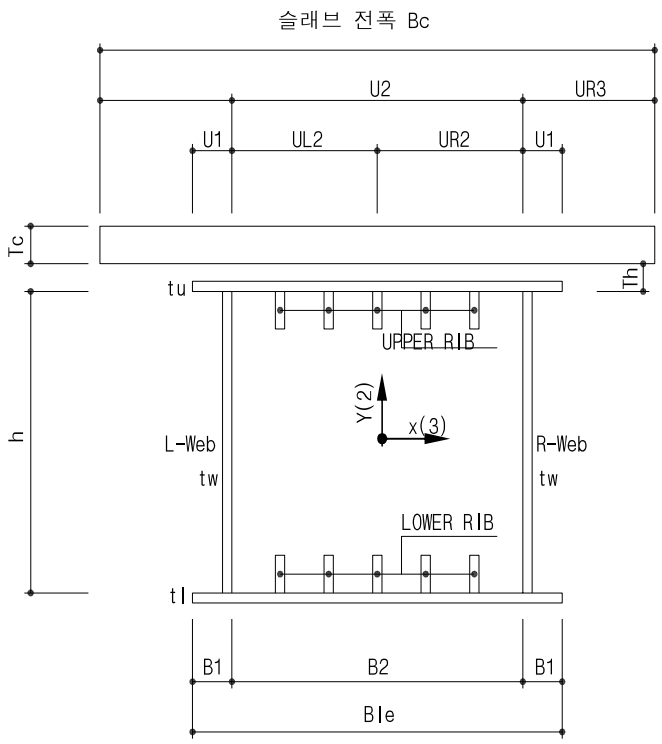
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,409,480.6² / {(1,828.1 + 1,828.1) / 12.0 + 2,412.0 / 44.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.388E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 13 < 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	=	1,836.0	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 × 10.0	26,400.0	923.0	2.437E+07	2.249E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	843.0	8.852E+06	7.462E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-	-	-	6.189E+09
R - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-	-	-	6.189E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-843.0	-8.852E+06	7.462E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-924.0	-2.927E+07	2.705E+10	3.802E+05
합 계		123,144.0	-	-4.905E+06	6.446E+10	1.242E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-1,206.0	-2.657E+07	3.204E+10	2.644E+05
R - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	1,206.0	2.657E+07	3.204E+10	2.644E+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		123,144.0	-	0.000E+00	7.081E+10	3.373E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 123,144.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.833E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,836.0 / 2 - -39.8 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,127.8 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,127.8 × 123,144.0 / 283,258.3 = 490.3 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,127.8 - 490.3 = 637.5 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 76,684,700,892.6 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 123,144.0 × 637.5²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 490.3² = 1.660E+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 × 123,144.0 / 283,258.3 = 15.2 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 15.2 = 19.8 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 104,542,003,672.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 123,144.0 × 19.8²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 15.2² = 3.956E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 240.0 / 7.0 = 44.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,836.0 + 44.3 / 2 + 12.0 / 2 = 1,864.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 1,864.1 = 4.496E+06 ㎟

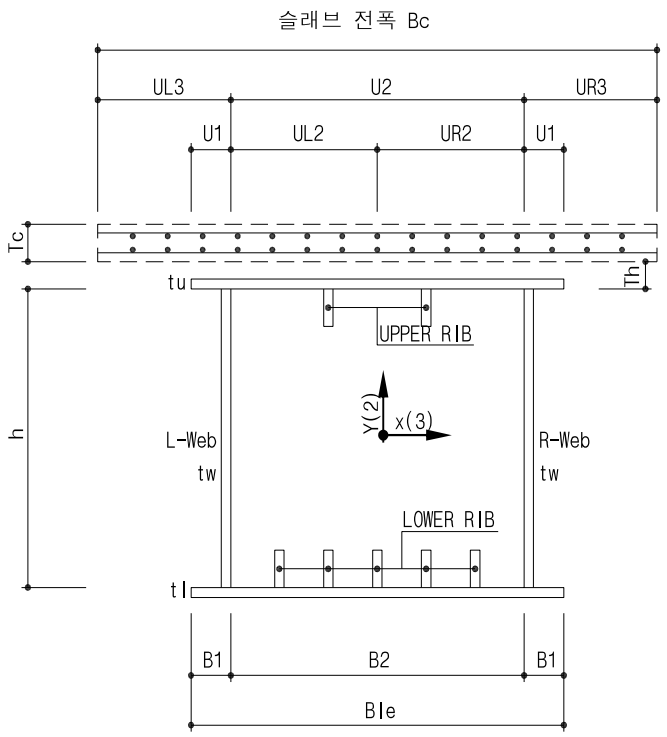
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,496,312.6² / {(1,864.1 + 1,864.1) / 12.0 + 2,412.0 / 44.3

+ 2,412.0 / 12.0 } = 1.428E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 14 < 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	=	1,996.0	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	1,004.0	3.181E+07	3.193E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	923.0	3.877E+06	3.578E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-923.0	-9.692E+06	8.945E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,006.0	-4.249E+07	4.275E+10	9.011E+05
합 계		136,524.0	-	-1.650E+07	8.721E+10	1.593E+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 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-1,206.0	-2.889E+07	3.484E+10	2.874E+05
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	1,206.0	2.889E+07	3.484E+10	2.874E+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		136,524.0	-	0.000E+00	7.371E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 136,524.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.966E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,996.0 / 2 - -120.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,288.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,288.9 × 136,524.0 / 296,638.3 = 593.2 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,288.9 - 593.2 = 695.7 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 101,144,192,999.4 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 136,524.0 × 695.7²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 593.2² = 2.243E+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 × 136,524.0 / 296,638.3 = 16.1 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 16.1 = 18.9 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 116,638,853,092.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 136,524.0 × 18.9²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 16.1² = 4.077E+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 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,996.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,027.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,027.1 = 4.889E+06 ㎟

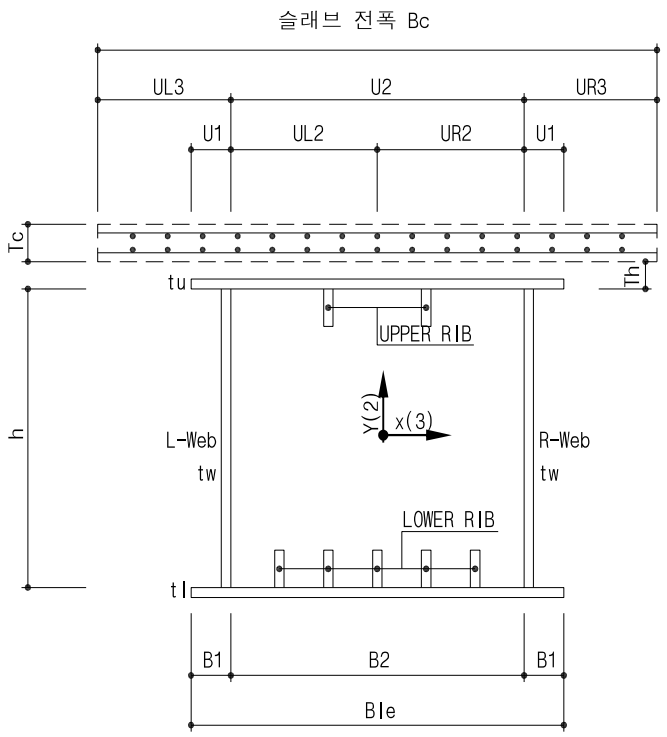
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,889,468.6² / {(2,027.1 + 2,027.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.769E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 15 < 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	=	2,200.0	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	1,106.0	3.504E+07	3.875E+10	3.802E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,025.0	4.305E+06	4.413E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,108.0	-4.680E+07	5.186E+10	9.011E+05
합 계		141,420.0	-	-1.822E+07	1.061E+11	2.132E+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 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+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		141,420.0	-	0.000E+00	8.083E+10	4.293E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 141,420.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 3.015E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - -128.8 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,398.8 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,398.8 × 141,420.0 / 301,534.3 = 656.1 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,398.8 - 656.1 = 742.8 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 125,029,936,247.2 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 141,420.0 × 742.8²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 656.1² = 2.727E+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 × 141,420.0 / 301,534.3 = 16.4 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 16.4 = 18.6 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 123,759,830,500.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 141,420.0 × 18.6²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 16.4² = 4.148E+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 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,231.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,231.1 = 5.382E+06 ㎟

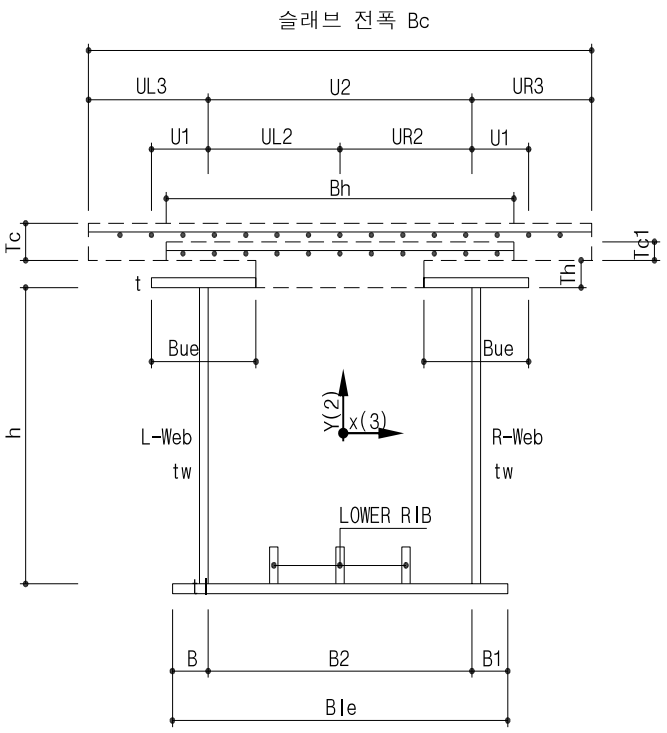
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,381,516.6² / {(2,231.1 + 2,231.1) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 2.016E+11 ㎟

◎ FRAME SECTION NAME 16 < 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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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	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		93,380.0	-	-3.012E+07	3.970E+10	1.168E+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 × 10.0	4,000.0	-1,120.0	-4.480E+06	5.018E+09	5.333E+07
R-UPPER FL.	1 - 400.0 × 10.0	4,000.0	1,120.0	4.480E+06	5.018E+09	5.333E+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	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		93,380.0	-	0.000E+00	7.623E+10	1.851E+10

① 합성후 단면 (Steel + Half-Deck + Slab)

$Ach = (Bh \times Tc1) + \{U2 - (U3-U1) \times 2\} \times Th$ = 3.170E+05 mm^2

$Ac = Bc \times Tc - Bh \times Tc1$ = 4,670.0 × 240.0 - 2,500.0 × 90.0 = 8.958E+05 mm^2

$Av = \sum As + Ac / n + Ach / n_h$

= 93,380.0 + 895,800.0 / 7.0 + 317,000.0 / 6.2 = 2.725E+05 mm^2

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 /12 - Bh \times Tc1^3 /12 + Bc \times Tc \times (Tc/2)^2$

$- Bh \times Tc1 \times (Tc1/2)^2 - Ac \times (dvx-h/2+\delta y-Th)^2$

$= 4,670.0 \times 240.0^3 / 12 - 2,500.0 \times 90.0^3 / 12 + 4,670.0 \times 240.0$

$\times (240.0/2)^2 - 2,500.0 \times 90.0 \times (90.0/2)^2 - 895,800.0$

$\times (1,411.4-1,800.0/2 + -322.6-50.0)^2$ = 3.644E+09 mm^4

$I_{cxh} = (Bh \times Tc1^3 / 12) + \{U2 - (U3-U1) \times 2\} \times Th^3 / 12$

$+ (Bh \times Tc1) \times (Th+Tc1/2)^2 + \{U2-(U3-U1) \times 2\} \times (Th/2)^2$

$- Ach \times (dvxh - h/2 + \delta_y)^2$ = 4.910E+08 mm^4

$d_{vx} = h/2-\delta_y+[Bc \times Tc \times (Th+Tc/2)-Bh \times Tc1 \times (Th+Tc1/2)]/Ac$

$= 1,800.0/2 - (-322.6) + [4,670.0 \times 240.0 \times (50.0 + 240.0/2)$

$- 2,500.0 \times 90.0 \times (50.0 + 90.0/2)] / 895,800.0$ = 1,411.4 mm

$d_{vcx} = [d_{vx} \cdot \sum As + (dvx - dvxh) \times Ach / nh] / Av$

$= [1,411.4 \times 93,380.0+(1,411.4-1,297.3) \times 317,000.0 / 6.2]/272,480.5$ = 505.1 mm

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,411.4 - 505.1 = 906.3 mm

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx}/n + I_{cxh}/n_h + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac/n \cdot d_{vcx}^2 + A_{ch}/n_h \cdot (d_{vxh}-d_{vsx})^2$

$= 41,668,729,859.1 + 3,644,450,264.6/7.0 + 491,010,120.9/6.2+ 93,380.0$

$\times 906.3^2 + 895,800.0/7.0 \times 505.1^2 + 317,000.0/6.2 \times (1,297.3-906.3)^2$ = 1.594E+11 mm^4

- Y(2)축 방향

$I_{cy} = Tc \times Bc^3/12 - Tc1 \times Bh^3/12 + Tc \times Bc \times (UR2+UR3-Bc/2)^2 - Ac \times dvy^2$

$= 240.0 \times 4,670.0^3 /12 - 90.0 \times 2,500.0^3 /12 + 240.0 \times 4,670.0 \times (1,200.0$

$+1,170.0 - 4,670.0/2)^2 - 895,800.0 \times 43.8^2$ = 1.919E+12 mm^4

$I_{cyh} = (Tc1 \times Bh^3 / 12) + (Th+tu) \times \{U2 - (U3-U1) \times 2\}^3 / 12$ = 1.431E+11 mm^4

$d_{vy} = Tc \times [(UR2 + UR3)^2 - (UL2 + UL3)^2] / 2 / Ac$

$= 240.0 \times [(1,200.0+1,170.0)^2 - (1,200.0+1,100.0)^2]/2 / 895,800.0$ = 43.8 mm

$d_{vcy} = d_{vy} \cdot \sum Avh / Av$ = 43.8 × 144,509.0 / 272,480.5 = 23.2 mm

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 43.8 - 23.2 = 20.6 mm

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy}/n + I_{cxh}/n_h + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac/n \cdot d_{vcy}^2 + A_{ch}/n_h \cdot d_{vsy}^2$

$= 94,733,935,766.7 + 1,919,418,905,679.8/7.0 + 143,143,766,666.7/6.2 + 93,380.0 \times 20.6^2$

$+ 895,800.0 / 7.0 \times 23.2^2 + 317,000.0 / 6.2 \times 20.6^2$ = 3.922E+11 mm^4

- 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

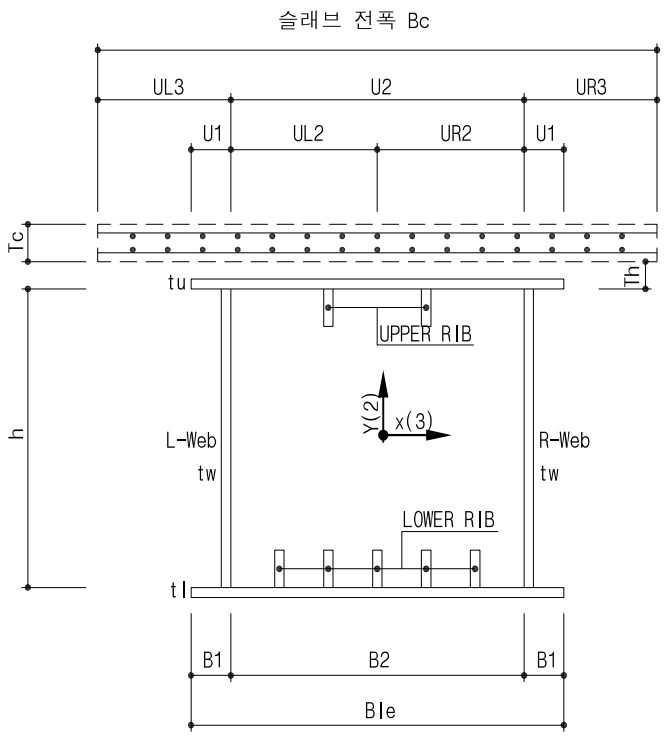
K = $4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

= $4F^2$ / {(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 17 < 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	=	1,996.0	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 × 10.0	26,400.0	1,003.0	2.648E+07	2.656E+10	2.200E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	923.0	3.877E+06	3.578E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-923.0	-9.692E+06	8.945E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,006.0	-4.249E+07	4.275E+10	9.011E+05
합 계		131,244.0	-	-2.183E+07	8.183E+10	1.593E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-1,206.0	-2.889E+07	3.484E+10	2.874E+05
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	1,206.0	2.889E+07	3.484E+10	2.874E+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		131,244.0	-	0.000E+00	7.639E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 131,244.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.914E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 1,996.0 / 2 - -166.3 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,334.3 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,334.3 × 131,244.0 / 291,358.3 = 601.1 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,334.3 - 601.1 = 733.3 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 94,132,541,365.2 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 131,244.0 × 733.3²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 601.1² = 2.233E+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 × 131,244.0 / 291,358.3 = 15.8 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 15.8 = 19.2 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 116,260,229,092.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 131,244.0 × 19.2²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 15.8² = 4.073E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 240.0 / 7.0 = 44.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 1,996.0 + 44.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,026.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,026.1 = 4.887E+06 ㎟

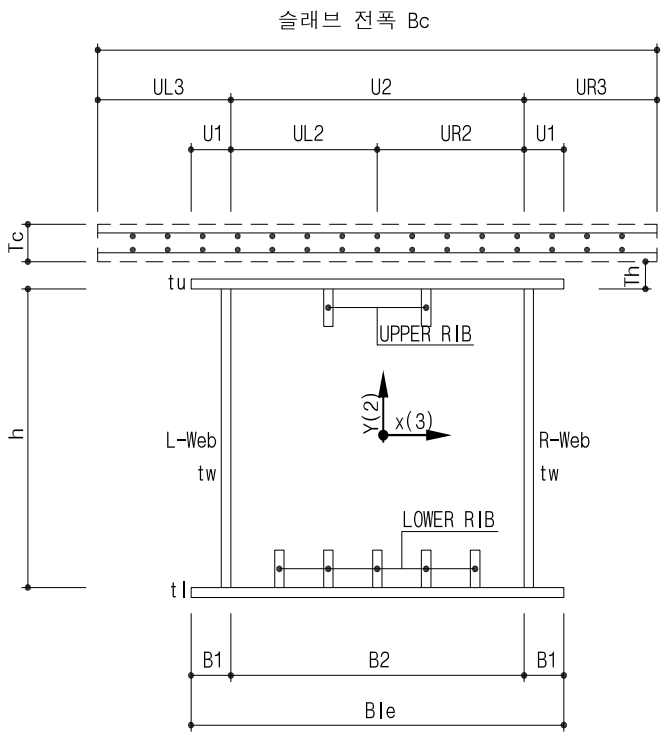
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 4,887,056.6² / {(2,026.1 + 2,026.1) / 12.0 + 2,412.0 / 44.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.760E+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	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,200.0	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 × 10.0	26,400.0	1,105.0	2.917E+07	3.224E+10	2.200E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,025.0	4.305E+06	4.413E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-1,108.0	-4.680E+07	5.186E+10	9.011E+05
합 계		136,140.0	-	-2.409E+07	9.954E+10	2.132E+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 × 10.0	26,400.0	0.0	0.000E+00	0.000E+00	1.533E+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 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-1,206.0	-3.184E+07	3.840E+10	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	1,206.0	3.184E+07	3.840E+10	3.168E+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		136,140.0	-	0.000E+00	8.083E+10	3.987E+10

① 합성후 단면

$Ac = Bc \times Tc$ = 4,670.0 × 240.0 = 1.121E+06 ㎟

$Av = \sum As + Ac / N$ = 136,140.0 + 1,120,800.0 / 7.0 = 2.963E+05 ㎟

- X(3)축 방향

$I_{cx} = Bc \times Tc^3 / 12$ = 4,670.0 × 240.0³ / 12 = 5.380E+09 ㎟

$d_{vx} = h/2 - \delta_y + Th + Tc/2$ = 2,200.0 / 2 - -176.9 + 50.0 + 240.0 / 2 = 1,446.9 ㎜

$d_{vcx} = d_{vx} \cdot \sum As / Av$ = 1,446.9 × 136,140.0 / 296,254.3 = 664.9 ㎜

$d_{vsx} = d_{vx} - d_{vcx}$ = 1,446.9 - 664.9 = 782.0 ㎜

$I_{v33} = I_{33} + I_{cx} / n + \sum As \cdot d_{vsx}^2 + Ac / n \cdot d_{vcx}^2$

= 116,598,641,216.5 + 5,379,840,000.0 / 7.0 + 136,140.0 × 782.0²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 664.9² = 2.714E+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 × 136,140.0 / 296,254.3 = 16.1 ㎜

$d_{vsy} = d_{vy} - d_{vcy}$ = 35.0 - 16.1 = 18.9 ㎜

$I_{v22} = I_{22} + I_{cy} / n + \sum As \cdot d_{vsy}^2 + Ac / n \cdot d_{vcy}^2$

= 120,693,206,500.0 + 2,036,951,260,000.0 / 7.0 + 136,140.0 × 18.9²

+ 1,120,800.0 / 7.0 × 16.1² = 4.118E+11 ㎟

- 비틀림 강성

※ 합성 단면의 K값 산정시 Con'c SLAB의 두께를 강재로 환산하여 적용한다.

$tcu = tu + Tc / n$ = 10.0 + 240.0 / 7.0 = 44.3 ㎜

$H = h + tcu/2 + tl/2$ = 2,200.0 + 44.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,230.1 ㎜

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,230.1 = 5.379E+06 ㎟

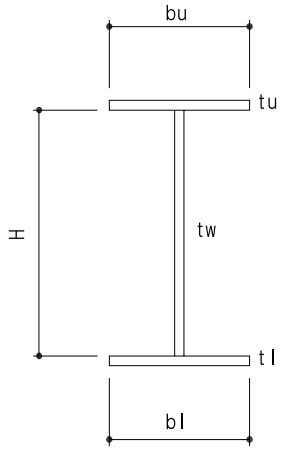
$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds/t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / tw + Bu / tcu + Bl / tl\}$

= 4 × 5,379,104.6² / {(2,230.1 + 2,230.1) / 12.0 + 2,412.0 / 44.3

+ 2,412.0 / 16.0 } = 2.006E+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.

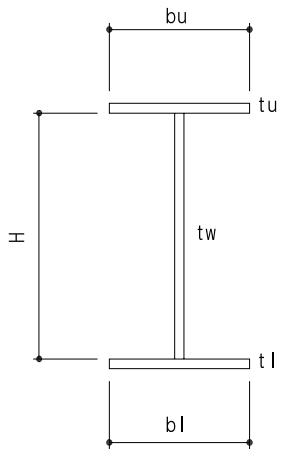
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 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.

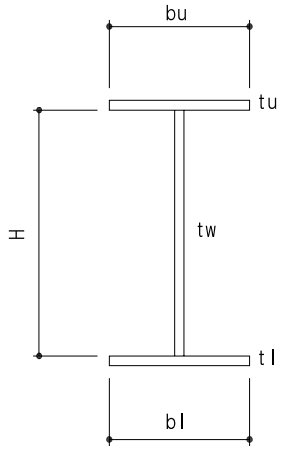
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 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 =	1,200.0	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	606.0	2.182E+06	1.322E+09	4.320E+04
WEB	1 - 1,200.0 × 12.0	14,400.0	-	-	-	1.728E+09
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-606.0	-2.182E+06	1.322E+09	4.320E+04
합 계		21,600.0	-	0.000E+00	2.644E+09	1.728E+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 - 1,200.0 × 12.0	14,400.0	-	-	-	1.728E+05
LOWER FL.	1 - 300.0 × 12.0	3,600.0	-	-	-	2.700E+07
합 계		21,600.0	-	-	-	5.417E+07

$I_{33} = \sum A_s Y^2 + \sum I_{xo}$ = 2,644,099,200.0 + 1,728,086,400.0 = 4.372E+09 mm^4

$I_{22} = \sum A_s X^2 + \sum I_{yo}$ = 0.0 + 54,172,800.0 = 5.417E+07 mm^4

※모델링시의 가로보 강성보정은 $I' = I \times (L'/L)^3$ 에 의한다.

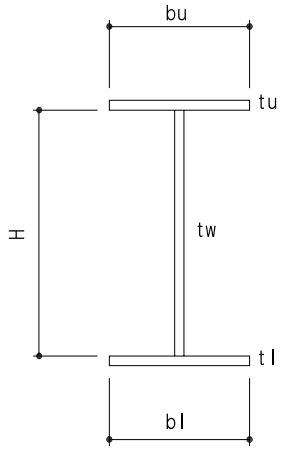
여기서, L,I : 실제 가로보의 길이 및 강성 L', I' : 모델링시 가로보의 길이 및 보정 강성

- 비틀림 강성 (☞ 도.설.해 3.8.2.3)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

$= (300.0 \times 12.0^3 + 1,200.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 12.0^3) / 3$ = 1.037E+06 mm^4

◎ 가로보 단면 < 4 >



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)

$K = \sum (b \times t^3) / 3$

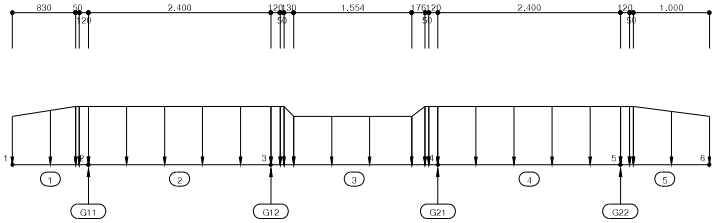
$= (300.0 \times 12.0^3 + 1,300.0 \times 12.0^3 + 300.0 \times 12.0^3) / 3$ = 1.094E+06 mm^4

4.3 작용하중의 산정

가. 횡방향 하중분배

1) 합성전 고정하중(슬래브 자중)

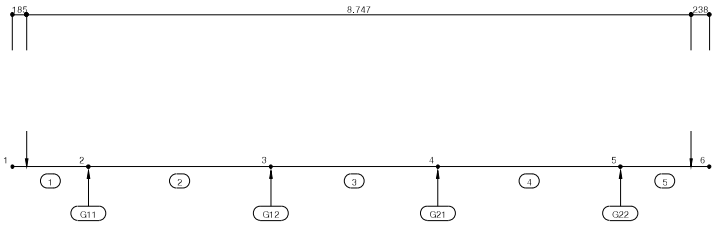
(1) 슬래브자중(STA. 0K+282.900)



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	0.300	-6.000	분포하중
W8	3	0.300	-6.000	1.854	-6.000	분포하중
W9	3	1.854	-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

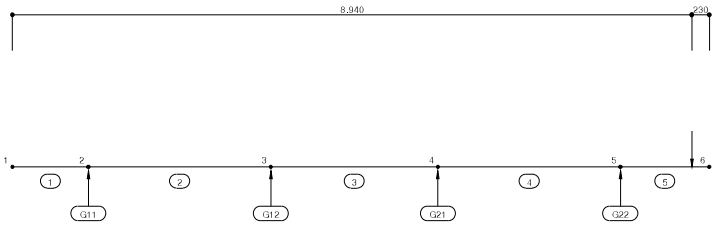
2) 합성후 고정하중

(1) 방호벽(STA. 0K+282.900)



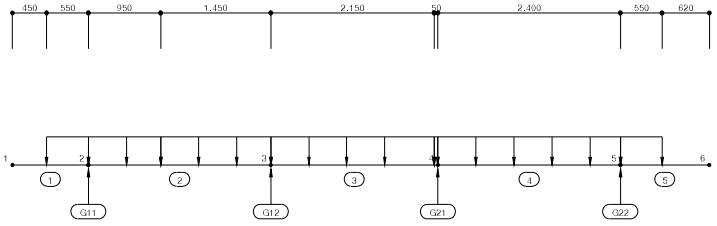
하중명	재하부재	작용하중 좌측 제원		작용하중 우측 제원		하중종류
		위치 (m)	하중(kN/m²)	위치 (m)	하중(kN/m²)	
P1	1	0.185	-9.839	-	-	집중하중
P2	5	0.932	-15.449	-	-	집중하중

(2) 방음벽(우)(STA. 0K+282.900)



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+282.900)



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

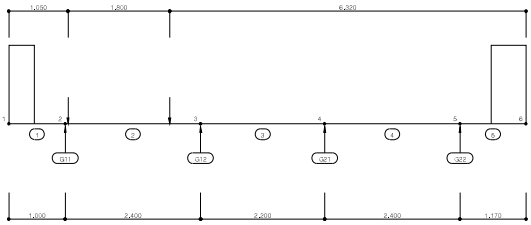
연석간의 교폭 Wc = 8.100 m (STA. 0K+282.900)

∴ 설계 차로수 N = 2 (☞ 도.설 2.1.3)

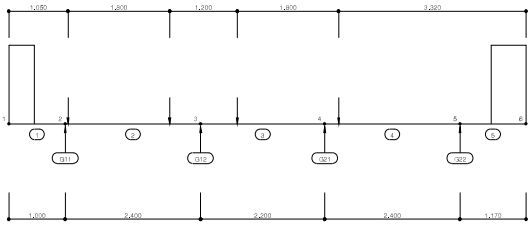
설계 차로폭 W = Wc / N = 8.100 / 2 = 4.050 > 3.6 m ⇒ W = 3.600 m

☞ 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

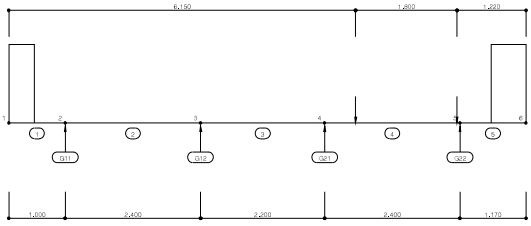
< G1 Max DB 1선 >



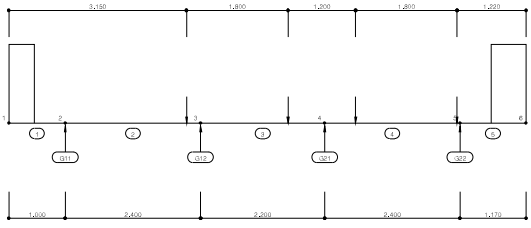
< G1 Max DB 2선 >



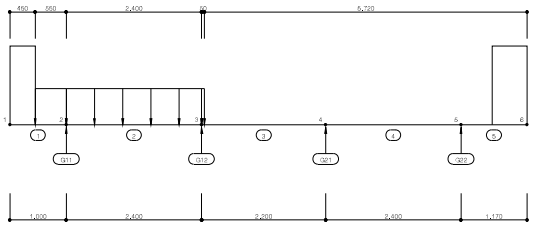
< G2 Max DB 1선 >



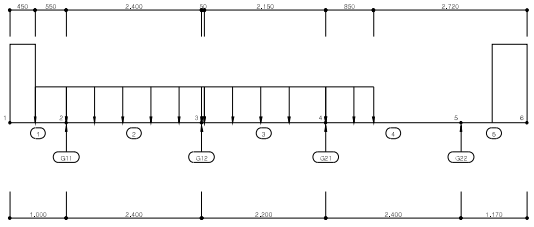
< G2 Max DB 2선 >



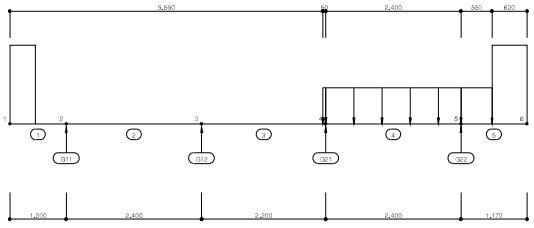
< G1 Max DL 1선 >



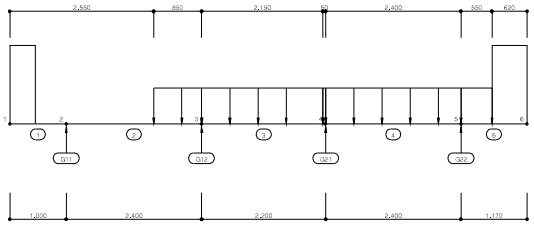
< G1 Max DL 2선 >



< 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) = 44.350 + 45.000 + 45.000 + 44.350 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

$$i = \frac{15}{40 + 44.35} = 0.178 < 0.3 \Rightarrow 0.178$$

◁ 제2 지간

$$i = \frac{15}{40 + 45} = 0.176 < 0.3 \Rightarrow 0.176$$

◁ 제3 지간

$$i = \frac{15}{40 + 45} = 0.176 < 0.3 \Rightarrow 0.176$$

◁ 제4 지간

$$i = \frac{15}{40 + 44.35} = 0.178 < 0.3 \Rightarrow 0.178$$

◁ 제1 내부지점

$$i = \frac{15}{40 + (44.350 + 45.000) / 2} = 0.177 < 0.3 \Rightarrow 0.177$$

◁ 제2 내부지점

$$i = \frac{15}{40 + (45.000 + 45.000) / 2} = 0.176 < 0.3 \Rightarrow 0.176$$

◁ 제3 내부지점

$$i = \frac{15}{40 + (45.000 + 44.350) / 2} = 0.177 < 0.3 \Rightarrow 0.177$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.178 를 적용함.

6) 풍하중 (☞ 도.설 2.1.11)

다음의 계산은 활하중 비재하시의 값으로 활하중 재하시에는 산정된 값의 1/2을 적용한다.

< A1 - 위치 : Sta 0+278.55 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

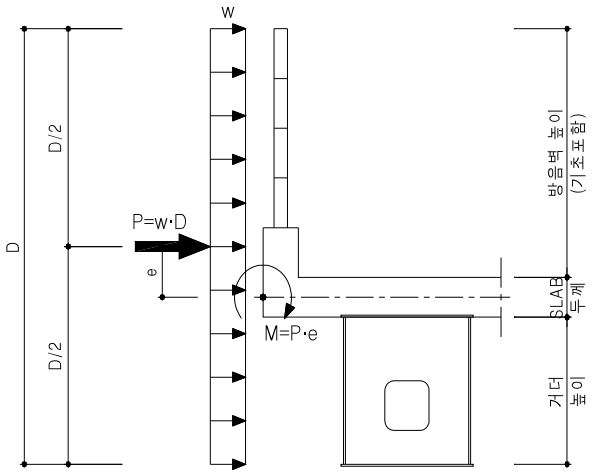
= 1.800 + 0.290 + 1.320 = 3.410 m

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 =

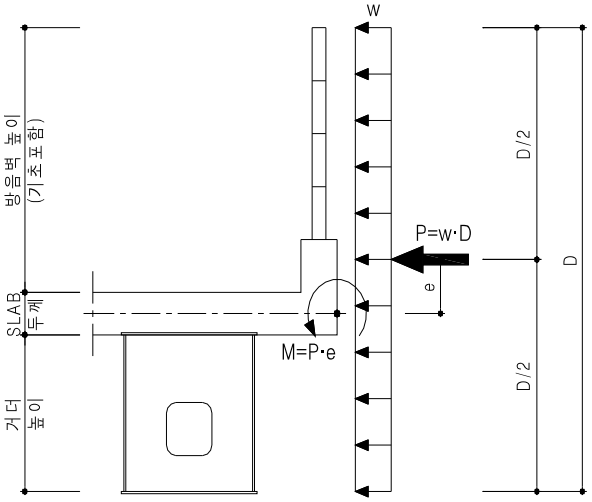
= 1.800 + 0.290 + 2.000 = 4.090 m

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

< P1 - 위치 : Sta 0+322.90 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

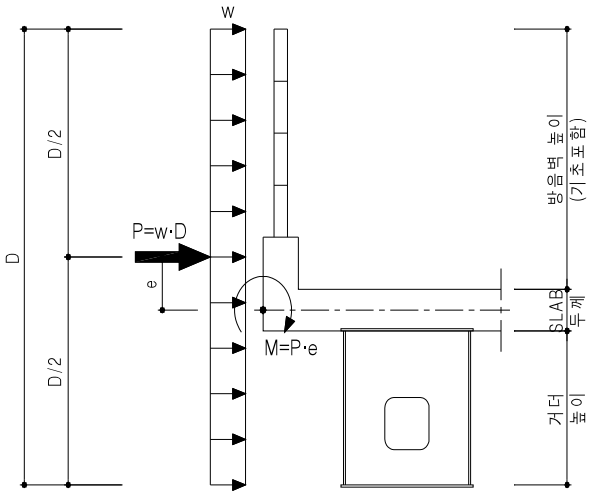
= 2.200 + 0.290 + 1.320 = 3.810 m

B / D = 9.170 / 3.810 = 2.407

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.810 / 9.170)] = 13.4 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 13.406 kN/m

w = 3518.6 N/m²

e = -0.440 m

M = -5.899 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

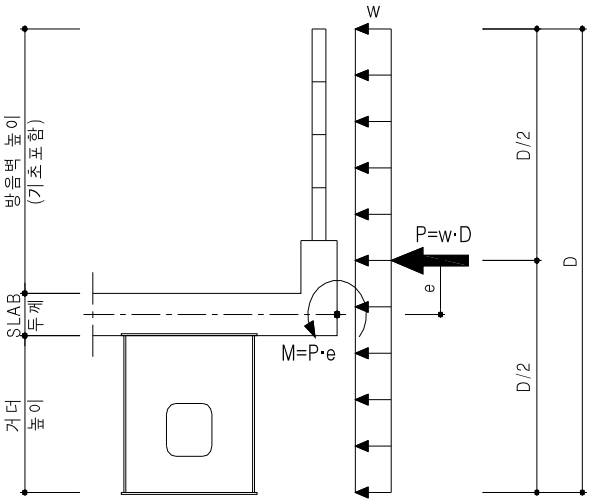
= 2.200 + 0.290 + 2.000 = 4.490 m

B / D = 9.170 / 4.490 = 2.042

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.490 / 9.170)] = 16.1 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 16.126 kN/m

w = 3591.5 N/m²

e = -0.100 m

M = -1.613 N · m/m

< P2 - 위치 : Sta 0+367.90 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

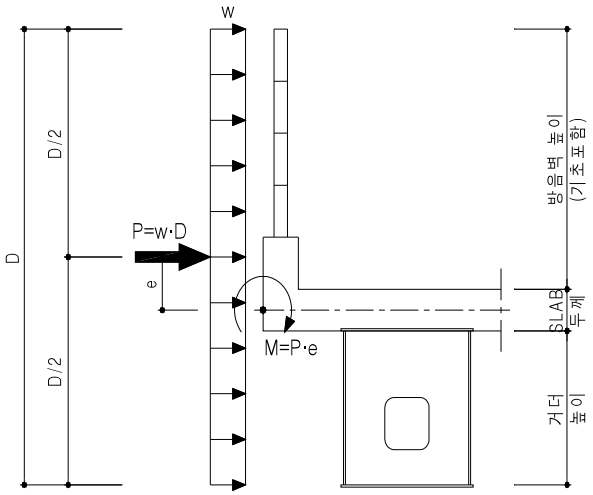
= 2.200 + 0.290 + 1.320 = 3.810 m

B / D = 9.170 / 3.810 = 2.407

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.810 / 9.170)] = 13.4 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 13.406 kN/m

w = 3518.6 N/m²

e = -0.440 m

M = -5.899 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

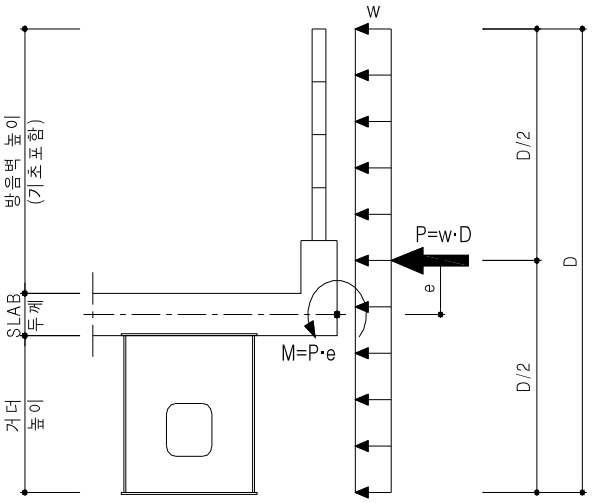
= 2.200 + 0.290 + 2.000 = 4.490 m

B / D = 9.170 / 4.490 = 2.042

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.490 / 9.170)] = 16.1 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 16.126 kN/m

w = 3591.5 N/m²

e = -0.100 m

M = -1.613 N · m/m

< P3 - 위치 : Sta 0+412.90 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

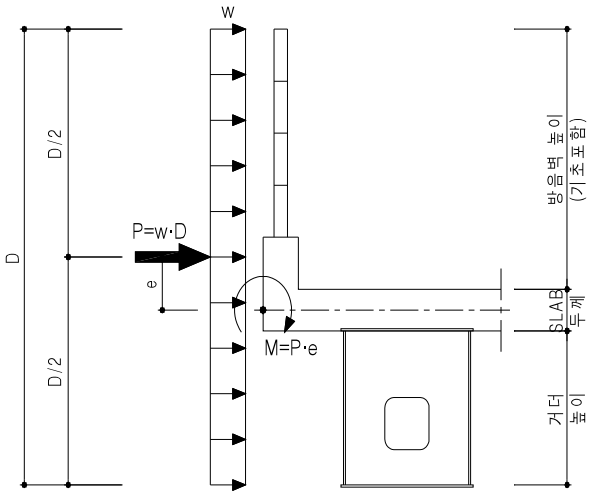
= 2.200 + 0.290 + 1.320 = 3.810 m

B / D = 9.170 / 3.810 = 2.407

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (3.810 / 9.170)] = 13.4 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 13.406 kN/m

w = 3518.6 N/m²

e = -0.440 m

M = -5.899 N · m/m

- 우측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

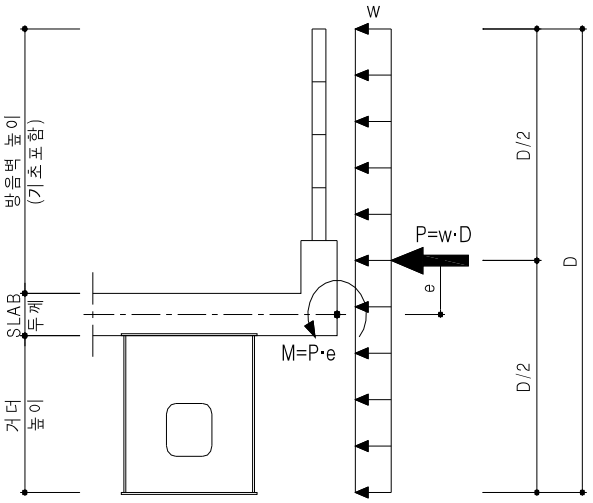
= 2.200 + 0.290 + 2.000 = 4.490 m

B / D = 9.170 / 4.490 = 2.042

1 ≤ B / D < 8 이므로 P = [4.0 - 0.2 (B / D)] D

P = [4.0 - 0.2 (4.490 / 9.170)] = 16.1 kN/m ≥ 6.0 kN/m

(외측 ⇒ 내측 풍하중 재하시)



p = 16.126 kN/m

w = 3591.5 N/m²

e = -0.100 m

M = -1.613 N · m/m

< A2 - 위치 : Sta 0+457.25 >

- 좌측 캔틸레버부

교량 폭원 (B) = 9.170 m

교량 총높이 (D) = 거더높이 + SLAB두께 + 방음벽높이 =

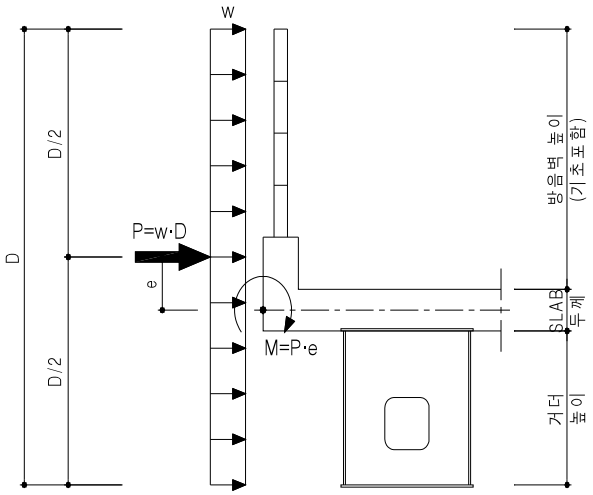
= 1.800 + 0.290 + 1.320 = 3.410 m

B / D = 9.170 / 3.410 = 2.689

I ≤ 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 =

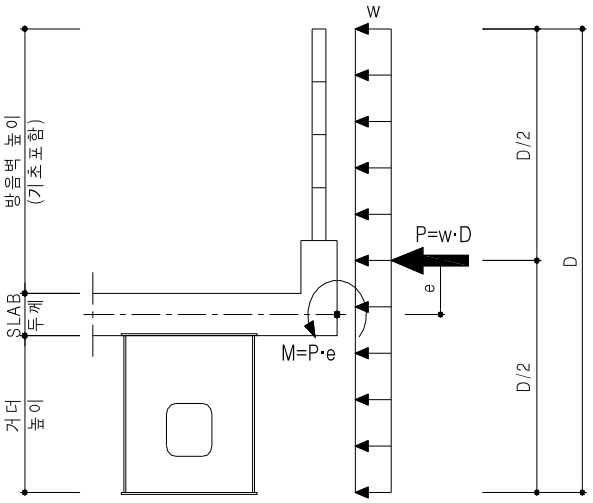
= 1.800 + 0.290 + 2.000 = 4.090 m

B / D = 9.170 / 4.090 = 2.242

I ≤ 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

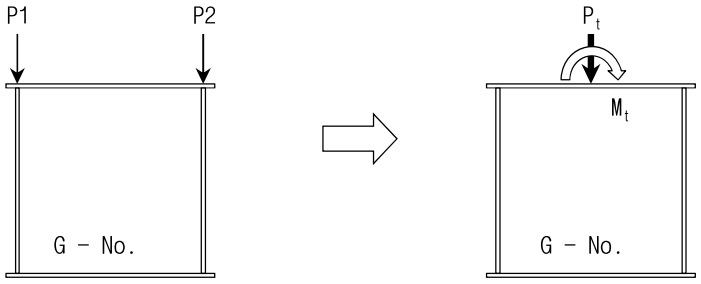
나. 주형별 작용 하중

1) 강재자중 - 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재자중 47.322 % 할증적용

총강재중량 / 모델링 강재중량 = 5019.210 kN / 3406.960 kN = 1.47322

- 단 면 - 1 : 0.109 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 12.615 kN/m
- 단 면 - 2 : 0.086 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 10.001 kN/m
- 단 면 - 3 : 0.114 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 13.170 kN/m
- 단 면 - 4 : 0.123 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 14.241 kN/m
- 단 면 - 5 : 0.137 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 15.789 kN/m
- 단 면 - 6 : 0.141 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 16.355 kN/m
- 단 면 - 7 : 0.093 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 10.799 kN/m
- 단 면 - 8 : 0.131 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 15.178 kN/m
- 단 면 - 9 : 0.136 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 15.744 kN/m
- 가로보 - 1 : 0.019 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 2.220 kN/m
- 가로보 - 2 : 0.020 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 2.359 kN/m
- 가로보 - 3 : 0.022 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 2.498 kN/m
- 가로보 - 4 : 0.023 m^2 × 78.50 kN/m^3 × 1.47322 = 2.637 kN/m

2) 합성전 고정하중(Half-deck)



< Sta 0+282.90 >

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+287.90 >

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+297.90 >

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+307.90 >

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+337.90 >

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+352.90 >

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+382.90 >

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+397.90 >

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+427.90 >

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+437.90 >

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+447.90 >

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+452.90 >

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+278.55 >

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+282.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+287.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+292.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+297.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+302.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+307.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+312.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+317.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+322.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+327.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+332.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+337.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+342.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+347.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+352.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+357.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+362.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+367.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+372.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+377.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+382.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+387.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+392.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+397.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+402.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+407.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+412.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+417.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+422.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+427.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+432.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+437.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+442.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+447.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

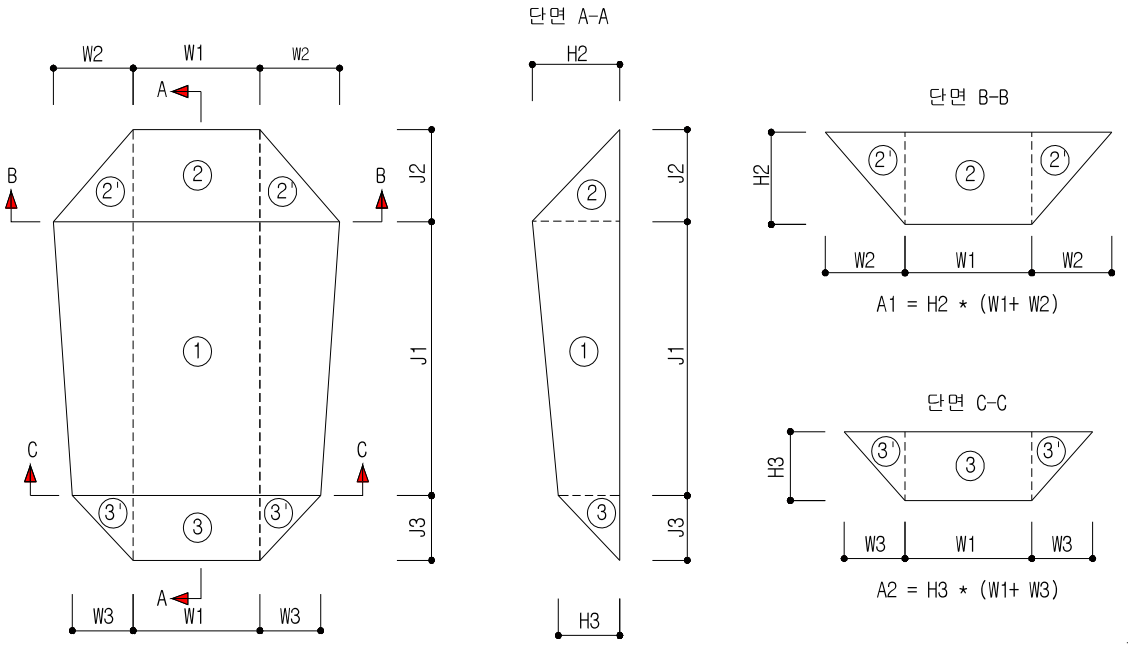
< Sta 0+452.90 >

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	14.679	17.318	31.997	3.167	

< Sta 0+457.25 >

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

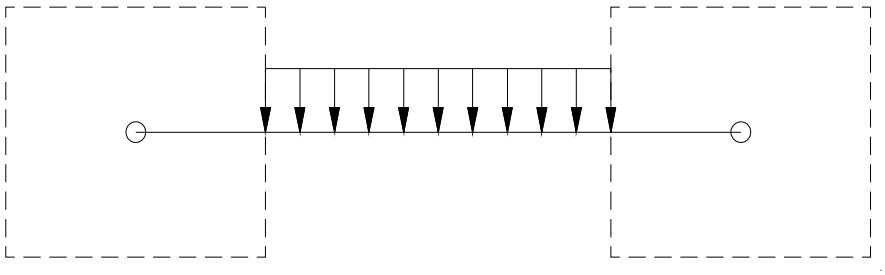
* 입력자료

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	1.553	0.131	0.176	0.038	0.038	1.712
G1-C3	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.176	0.038	0.038	1.712
G1-C4	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.176	0.038	0.038	1.712
G1-C5	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.176	0.038	0.038	1.712
G1-C6	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.176	0.038	0.038	1.712
G1-C7	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C8	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C9	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C10	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C11	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C12	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C13	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C14	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C15	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C16	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C17	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C18	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C19	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C20	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C21	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C22	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C23	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C24	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C25	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C26	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C27	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C28	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C29	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C30	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C31	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C32	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C33	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C34	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C35	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.175	0.038	0.038	1.712
G1-C36	0.400	0.150	0.150	1.553	0.131	0.176	0.038	0.038	1.712
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	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C3	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
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	0.516
G1-C7	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C8	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C9	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C10	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C11	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C12	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C13	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C14	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C15	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C16	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C17	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C18	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C19	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C20	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C21	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C22	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C23	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C24	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C25	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C26	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C27	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C28	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C29	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C30	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C31	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C32	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C33	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C34	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C35	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C36	0.032	0.001	0.002	0.035	25.000	0.516
G1-C37	0.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.000

* 가로보 하중 작용위치



3) 합성후 고정하중

< Sta 0+278.55 >

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	15.563	0.147	15.710	-18.499	
G - 2	2.400	-6.148	26.243	20.095	38.869	

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

< A1 - 위치 : Sta. 0+278.55 >

- 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

< P1 - 위치 : Sta. 0+322.90 >

- 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	-2.346	2.346	kN/m
	P2			
	Pt	-2.346	2.346	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-13.406	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	2.609	-2.609	kN/m
	P2			
	Pt	2.609	-2.609	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< P2 - 위치 : Sta. 0+367.90 >

- 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	-2.346	2.346	kN/m
	P2			
	Pt	-2.346	2.346	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-13.406	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	2.609	-2.609	kN/m
	P2			
	Pt	2.609	-2.609	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< P3 - 위치 : Sta. 0+412.90 >

- 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	-2.346	2.346	kN/m
	P2			
	Pt	-2.346	2.346	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-13.406	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	2.609	-2.609	kN/m
	P2			
	Pt	2.609	-2.609	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	6.000	0.000	kN/m

< A2 - 위치 : Sta. 0+457.25 >

- LWind (Left -> Right)

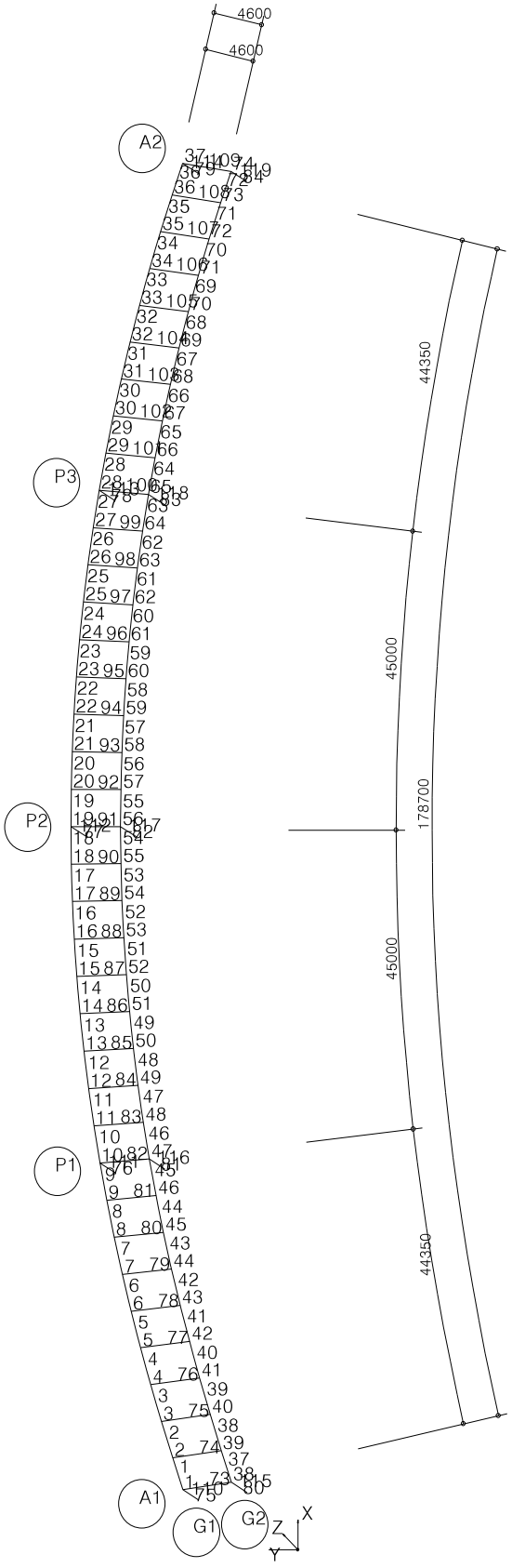
LWind		G - 1	G - 2	단 위
거더중심 ~ 교좌장치(P1)		0.000	0.000	m
거더중심 ~ 교좌장치(P2)				
수 직 하 중	P1	-2.066	2.066	kN/m
	P2			
	Pt	-2.066	2.066	
	Mt	0.000	0.000	kN · m/m
수 평 하 중	H	-11.806	0.000	kN/m

- 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	1.091E+05	5.253E+10	9.304E+10	8.498E+10	
	절점번호	1, 37, 38, 74				
FRM.SEC-2	합성전	1.376E+05	9.064E+10	1.150E+11	1.281E+11	
	절점번호	2, 3, 5, 7, 16, 22, 31, 33, 35, 36, 39, 40, 42, 44, 53, 59, 68, 70, 72, 73				
FRM.SEC-3	합성전	1.139E+05	6.789E+10	1.000E+11	1.026E+11	
	절점번호	4, 6, 14, 15, 23, 24, 32, 34, 41, 43, 51, 52, 60, 61, 69, 71				
FRM.SEC-4	합성전	1.231E+05	7.668E+10	1.045E+11	1.058E+11	
	절점번호	8, 12, 17, 21, 26, 30, 45, 49, 54, 58, 63, 67				
FRM.SEC-5	합성전	1.365E+05	1.011E+11	1.166E+11	1.369E+11	
	절점번호	9, 11, 27, 29, 46, 48, 64, 66				
FRM.SEC-6	합성전	1.414E+05	1.250E+11	1.238E+11	1.583E+11	
	절점번호	10, 28, 47, 65				
FRM.SEC-7	합성전	1.445E+05	9.735E+10	1.178E+11	1.281E+11	
	절점번호	13, 25, 50, 62				
FRM.SEC-8	합성전	1.312E+05	9.413E+10	1.163E+11	1.292E+11	
	절점번호	18, 20, 55, 57				
FRM.SEC-9	합성전	1.361E+05	1.166E+11	1.207E+11	1.498E+11	
	절점번호	19, 56				

- 주형 (합성후)

구	분	A (mm²)	I33 (mm⁴)	I22 (mm⁴)	K (mm⁴)	비 고
FRM.SEC-1	합성후	3.919E+05	1.478E+11	5.706E+11	1.236E+11	
	절점번호	1, 37				
FRM.SEC-2	합성후	2.598E+05	1.441E+11	3.588E+11	1.400E+11	
	절점번호	2, 3, 5, 7, 16, 22, 31, 33, 35, 36				
FRM.SEC-3	합성후	2.682E+05	1.441E+11	3.605E+11	1.388E+11	
	절점번호	4, 6, 14, 15, 23, 24, 32, 34				
FRM.SEC-4	합성후	2.774E+05	1.645E+11	3.651E+11	1.428E+11	
	절점번호	8, 12, 17, 21, 26, 30				
FRM.SEC-5	합성후	2.908E+05	2.222E+11	3.772E+11	1.769E+11	
	절점번호	9, 11, 27, 29				
FRM.SEC-6	합성후	2.957E+05	2.702E+11	3.843E+11	2.016E+11	
	절점번호	10, 28				
FRM.SEC-7	합성후	2.667E+05	1.580E+11	3.616E+11	1.400E+11	
	절점번호	13, 25				
FRM.SEC-8	합성후	2.855E+05	2.211E+11	3.768E+11	1.760E+11	
	절점번호	18, 20				
FRM.SEC-9	합성후	2.904E+05	2.688E+11	3.812E+11	2.006E+11	
	절점번호	19				
FRM.SEC-10	합성후	4.026E+05	1.489E+11	6.266E+11	1.236E+11	
	절점번호	38, 74				
FRM.SEC-11	합성후	2.656E+05	1.454E+11	3.894E+11	1.400E+11	
	절점번호	39, 40, 42, 44, 53, 59, 68, 70, 72, 73				
FRM.SEC-12	합성후	2.740E+05	1.453E+11	3.911E+11	1.388E+11	
	절점번호	41, 43, 51, 52, 60, 61, 69, 71				
FRM.SEC-13	합성후	2.833E+05	1.660E+11	3.956E+11	1.428E+11	
	절점번호	45, 49, 54, 58, 63, 67				
FRM.SEC-14	합성후	2.966E+05	2.243E+11	4.077E+11	1.769E+11	
	절점번호	46, 48, 64, 66				
FRM.SEC-15	합성후	3.015E+05	2.727E+11	4.148E+11	2.016E+11	
	절점번호	47, 65				

구 분		A (mm²)	I33 (mm⁴)	I22 (mm⁴)	K (mm⁴)	비 고
FRM.SEC-16	합성후	2.725E+05	1.594E+11	3.922E+11	1.400E+11	
	절점번호	50, 62				
FRM.SEC-17	합성후	2.914E+05	2.233E+11	4.073E+11	1.760E+11	
	절점번호	55, 57				
FRM.SEC-18	합성후	2.963E+05	2.714E+11	4.118E+11	2.006E+11	
	절점번호	56				

- 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, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108				
FRM.SEC-3	단면제원	2.160E+04	4.372E+09	5.417E+07	1.037E+06	
	부재번호	81, 83, 90, 92, 99, 101				
FRM.SEC-4	단면제원	2.280E+04	5.296E+09	5.419E+07	1.094E+06	
	부재번호	82, 91, 100				

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	-0.328	-0.607	-0.698	2.008	-2.547	24.921	-18.564	0.146	-0.163	A1
	2	1,232.684	1,625.277	1,169.100	2,052.660	-244.456	107.438	-76.580	70.550	-53.003	
2	2	1,232.825	1,625.151	1,167.973	2,054.583	-244.635	109.639	-78.042	70.459	-53.026	
	3	2,208.257	2,819.832	2,157.363	3,317.488	-508.328	74.700	-56.152	150.978	-111.080	
3	3	2,208.482	2,819.843	2,156.351	3,319.550	-508.419	76.750	-57.496	150.884	-111.112	
	4	2,723.305	3,424.049	2,651.241	3,974.363	-793.817	54.026	-42.479	231.594	-169.717	
4	4	2,723.474	3,424.109	2,650.704	3,975.496	-793.900	55.308	-43.288	231.488	-169.744	
	5	2,744.845	3,418.388	2,639.829	4,088.795	-1,070.328	46.139	-37.564	312.381	-228.788	
5	5	2,744.899	3,418.437	2,639.812	4,089.203	-1,070.364	46.473	-37.720	312.252	-228.801	
	6	2,252.781	2,836.210	2,126.274	3,816.742	-1,351.679	42.206	-35.266	393.200	-287.993	
6	6	2,252.669	2,836.202	2,126.870	3,815.598	-1,351.632	41.561	-34.723	393.033	-287.984	
	7	1,264.046	1,641.928	1,115.025	3,069.986	-1,662.344	36.302	-30.850	473.596	-347.048	
7	7	1,263.769	1,641.866	1,116.215	3,067.459	-1,662.661	34.822	-29.677	473.383	-347.008	
	8	-215.960	-153.501	-373.301	1,999.019	-1,989.942	11.386	-10.478	551.505	-404.791	
8	8	-216.303	-153.539	-371.701	1,996.527	-1,990.698	9.612	-8.991	551.259	-404.722	
	9	-2,092.557	-2,696.465	-2,264.307	1,036.330	-3,336.285	74.764	-98.063	620.708	-457.551	
9	9	-2,092.856	-2,696.480	-2,262.930	1,035.253	-3,337.413	75.564	-98.449	620.506	-457.494	
	10	-4,367.169	-5,951.090	-4,307.181	687.638	-6,080.467	417.061	-583.729	658.818	-492.722	P1
10	10	-4,367.138	-5,951.017	-4,307.058	687.306	-6,082.295	393.122	-528.696	658.909	-492.823	P1
	11	-2,375.338	-3,052.236	-2,570.174	987.963	-3,598.824	62.396	-70.189	564.299	-363.860	
11	11	-2,375.281	-3,052.472	-2,571.568	990.111	-3,598.191	62.130	-70.707	564.473	-363.989	
	12	-787.351	-872.097	-988.735	2,177.846	-2,417.379	25.991	-16.858	438.034	-221.112	
12	12	-787.190	-872.228	-990.241	2,180.089	-2,417.429	27.187	-17.949	438.263	-221.145	
	13	402.037	561.895	189.254	2,992.047	-2,107.739	45.125	-34.398	303.047	-176.749	
13	13	402.214	561.885	188.215	2,993.654	-2,107.737	46.294	-35.308	303.262	-176.773	
	14	1,088.079	1,396.600	893.106	3,376.042	-1,948.352	46.346	-36.233	165.731	-149.423	
14	14	1,088.191	1,396.655	892.767	3,376.884	-1,948.293	46.928	-36.634	165.927	-149.448	
	15	1,261.376	1,619.576	1,099.617	3,366.459	-1,852.061	45.840	-36.248	240.623	-224.043	
15	15	1,261.390	1,619.668	1,100.004	3,365.686	-1,851.853	45.631	-36.024	240.435	-224.046	
	16	924.310	1,229.647	807.906	2,948.086	-1,800.580	43.800	-34.709	393.294	-298.499	
16	16	924.219	1,229.760	808.991	2,945.883	-1,800.342	42.847	-33.893	393.076	-298.474	
	17	96.969	239.675	37.447	2,099.686	-1,867.359	24.620	-18.781	543.530	-371.754	
17	17	96.827	239.824	38.951	2,097.283	-1,867.561	23.374	-17.656	543.293	-371.708	
	18	-1,124.890	-1,498.700	-1,143.962	1,609.325	-3,061.489	59.377	-75.082	684.304	-439.980	
18	18	-1,125.026	-1,498.564	-1,142.643	1,608.480	-3,062.374	59.936	-75.137	684.115	-439.949	
	19	-2,746.877	-3,969.468	-2,509.611	1,644.248	-5,459.844	378.658	-525.000	791.398	-490.438	P2

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	-2,748.133	-3,971.059	-2,510.395	1,643.603	-5,460.144	377.592	-522.553	792.255	-490.858	P2
	20	-1,125.237	-1,498.828	-1,142.708	1,608.520	-3,063.067	61.319	-78.256	684.374	-440.007	
20	20	-1,125.110	-1,498.975	-1,144.002	1,609.329	-3,062.170	60.811	-78.320	684.567	-440.040	
	21	97.408	240.727	40.031	2,097.556	-1,867.927	20.066	-16.126	543.283	-371.624	
21	21	97.553	240.577	38.507	2,099.996	-1,867.725	21.415	-17.306	543.525	-371.673	
	22	925.184	1,231.257	810.663	2,946.028	-1,800.291	41.088	-32.974	393.009	-298.376	
22	22	925.271	1,231.143	809.598	2,948.218	-1,800.550	42.258	-33.881	393.228	-298.402	
	23	1,262.811	1,621.852	1,102.358	3,365.836	-1,851.598	45.326	-35.635	240.344	-223.963	
23	23	1,262.793	1,621.756	1,101.955	3,366.647	-1,851.834	45.817	-35.980	240.532	-223.962	
	24	1,090.011	1,399.457	895.848	3,376.604	-1,947.778	47.744	-36.637	166.152	-149.388	
24	24	1,089.900	1,399.401	896.151	3,375.836	-1,947.868	47.426	-36.353	165.959	-149.366	
	25	404.496	565.358	191.830	2,993.490	-2,107.050	47.727	-35.503	303.580	-176.998	
25	25	404.311	565.359	192.855	2,991.910	-2,107.079	46.709	-34.652	303.365	-176.974	
	26	-784.582	-868.242	-986.411	2,179.833	-2,416.977	28.218	-17.879	438.575	-221.372	
26	26	-784.744	-868.112	-984.912	2,177.610	-2,416.960	27.005	-16.893	438.351	-221.340	
	27	-2,373.588	-3,049.603	-2,569.597	990.183	-3,600.385	63.458	-72.434	564.377	-363.924	
27	27	-2,373.619	-3,049.334	-2,568.174	988.033	-3,601.001	63.878	-72.256	564.212	-363.801	
	28	-4,373.182	-5,957.980	-4,313.866	686.221	-6,115.361	398.113	-539.036	656.911	-491.919	P3
28	28	-4,373.156	-5,957.981	-4,313.944	686.443	-6,113.745	422.450	-594.975	656.824	-491.802	P3
	29	-2,093.336	-2,696.686	-2,264.035	1,034.721	-3,339.170	80.502	-108.908	620.010	-457.215	
29	29	-2,092.853	-2,696.448	-2,265.308	1,035.864	-3,337.933	79.830	-108.855	620.254	-457.292	
	30	-216.823	-154.259	-372.843	1,995.418	-1,990.891	3.973	-6.389	551.153	-404.598	
30	30	-216.309	-153.995	-374.225	1,997.905	-1,990.135	5.764	-7.870	551.434	-404.685	
	31	1,262.146	1,639.339	1,114.067	3,066.298	-1,662.584	34.677	-29.696	473.454	-346.972	
31	31	1,262.626	1,639.662	1,113.074	3,069.039	-1,662.412	36.397	-30.982	473.712	-347.035	
	32	2,249.941	2,831.817	2,123.061	3,815.637	-1,352.283	46.177	-37.059	393.195	-288.027	
32	32	2,250.259	2,832.085	2,122.649	3,817.023	-1,352.400	47.199	-37.783	393.409	-288.057	
	33	2,741.550	3,412.768	2,634.452	4,091.519	-1,071.217	54.283	-41.676	312.445	-228.893	
33	33	2,741.633	3,412.900	2,634.594	4,091.178	-1,071.210	54.341	-41.699	312.617	-228.893	
	34	2,719.721	3,417.541	2,644.450	3,979.509	-778.390	64.886	-48.190	231.688	-169.879	
34	34	2,719.531	3,417.496	2,645.167	3,978.072	-778.281	63.856	-47.439	231.826	-169.852	
	35	2,206.130	2,815.012	2,151.035	3,325.485	-509.415	86.388	-62.487	151.005	-111.266	
35	35	2,205.649	2,814.771	2,152.247	3,322.553	-509.237	84.327	-61.000	151.118	-111.220	
	36	1,233.875	1,625.284	1,166.669	2,060.923	-245.507	117.628	-82.155	70.413	-53.183	
36	36	1,233.350	1,625.040	1,167.992	2,057.938	-245.236	115.256	-80.426	70.513	-53.139	
	37	-0.101	-0.423	-0.850	3.297	-3.709	27.990	-20.766	0.169	-0.199	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	-0.222	-0.513	-1.583	2.457	-2.176	2.405	-1.609	0.096	-0.102	A1
	39	1,190.598	1,604.927	1,355.005	2,004.803	-229.888	67.094	-88.946	69.617	-49.663	
38	39	1,190.724	1,604.750	1,353.193	2,003.640	-230.410	65.215	-85.835	69.522	-49.684	
	40	2,193.329	2,820.565	2,334.741	3,274.798	-513.471	48.572	-62.007	150.427	-109.657	
39	40	2,193.560	2,820.556	2,333.278	3,273.591	-513.536	46.928	-59.330	150.331	-109.690	
	41	2,713.000	3,426.412	2,809.968	3,937.235	-791.182	37.307	-47.240	230.995	-169.080	
40	41	2,713.155	3,426.446	2,809.171	3,936.707	-791.196	36.380	-45.707	230.887	-169.105	
	42	2,730.558	3,417.060	2,793.156	4,052.482	-1,069.813	36.229	-46.704	311.311	-228.017	
41	42	2,730.606	3,417.101	2,793.065	4,052.186	-1,069.740	36.091	-46.435	311.179	-228.030	
	43	2,241.902	2,838.030	2,282.577	3,770.530	-1,379.863	39.574	-52.151	391.467	-286.738	
42	43	2,241.782	2,838.019	2,283.212	3,771.171	-1,380.005	40.329	-53.310	391.300	-286.729	
	44	1,256.137	1,649.213	1,275.193	3,035.642	-1,663.436	43.015	-58.289	471.905	-345.517	
43	44	1,255.835	1,649.147	1,276.670	3,037.031	-1,663.290	44.694	-60.939	471.689	-345.475	
	45	-212.605	-135.163	-248.571	1,983.878	-2,053.564	32.960	-48.371	554.664	-405.500	
44	45	-212.978	-135.192	-246.403	1,985.265	-2,053.421	35.333	-52.206	554.417	-405.431	
	46	-2,074.834	-2,680.363	-2,363.399	1,016.442	-3,262.544	42.813	-39.280	645.976	-470.362	
45	46	-2,075.177	-2,680.381	-2,361.424	1,016.893	-3,259.940	38.867	-36.936	645.768	-470.302	
	47	-4,366.117	-6,075.510	-5,317.586	681.508	-6,034.605	506.108	-365.247	768.065	-552.607	P1
46	47	-4,366.260	-6,075.661	-5,317.604	681.316	-6,034.939	505.490	-364.906	768.046	-552.638	P1
	48	-2,363.194	-3,042.146	-2,668.174	974.370	-3,440.196	52.977	-41.509	588.536	-376.495	
47	48	-2,363.109	-3,042.393	-2,670.154	973.167	-3,442.327	55.828	-43.232	588.713	-376.626	
	49	-783.904	-852.909	-858.067	2,160.681	-2,391.489	32.188	-39.578	440.648	-221.673	
48	49	-783.721	-853.056	-860.137	2,159.457	-2,392.458	30.305	-36.544	440.877	-221.705	
	50	397.875	574.574	360.650	2,963.696	-2,195.436	44.699	-54.566	301.513	-175.573	
49	50	398.070	574.562	359.346	2,962.748	-2,195.751	43.329	-52.348	301.731	-175.596	
	51	1,082.704	1,404.797	1,059.701	3,343.140	-1,944.286	43.293	-53.463	164.639	-148.712	
50	51	1,082.820	1,404.851	1,059.296	3,342.591	-1,944.303	42.723	-52.494	164.836	-148.736	
	52	1,254.375	1,625.480	1,262.193	3,322.442	-1,848.930	42.317	-53.297	239.220	-222.761	
51	52	1,254.391	1,625.584	1,262.724	3,322.856	-1,848.645	42.605	-53.681	239.031	-222.763	
	53	916.950	1,237.677	969.005	2,911.327	-1,877.485	42.363	-54.928	391.556	-296.929	
52	53	916.853	1,237.809	970.426	2,912.536	-1,876.917	43.540	-56.739	391.333	-296.904	
	54	95.132	252.699	160.673	2,071.023	-1,946.563	30.753	-42.993	546.253	-372.239	
53	54	94.975	252.877	162.744	2,072.743	-1,945.910	32.604	-45.957	546.011	-372.191	
	55	-1,116.474	-1,491.224	-1,229.830	1,571.457	-2,948.322	45.475	-40.112	710.212	-452.452	
54	55	-1,116.612	-1,491.054	-1,227.996	1,572.221	-2,946.139	42.414	-38.305	710.023	-452.422	
	56	-2,730.953	-4,065.789	-3,428.527	1,627.951	-5,408.665	479.323	-348.476	907.573	-550.963	P2
55	56	-2,729.693	-4,064.180	-3,427.644	1,628.294	-5,408.719	478.587	-348.165	906.714	-550.650	P2
	57	-1,116.002	-1,490.158	-1,226.917	1,572.887	-2,946.099	46.301	-39.874	709.734	-452.138	
56	57	-1,115.861	-1,490.346	-1,228.917	1,572.136	-2,948.403	49.208	-41.646	709.936	-452.175	
	58	95.725	253.995	163.936	2,073.977	-1,946.250	31.236	-42.448	545.942	-372.074	

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	95.875	253.813	161.855	2,072.324	-1,946.883	29.411	-39.525	546.182	-372.121	
	59	917.876	1,239.377	972.147	2,913.825	-1,877.120	43.004	-54.950	391.300	-296.835	
58	59	917.968	1,239.244	970.742	2,912.672	-1,877.702	41.749	-52.938	391.520	-296.862	
	60	1,255.710	1,627.644	1,265.063	3,323.572	-1,848.513	42.837	-53.509	238.979	-222.704	

< 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	
59	60	1,255.692	1,627.540	1,264.545	3,323.161	-1,848.838	42.397	-52.777	239.169	-222.703	
	61	1,084.555	1,407.532	1,062.235	3,342.525	-1,943.943	43.817	-54.160	165.023	-148.697	
60	61	1,084.434	1,407.474	1,062.647	3,343.088	-1,943.963	44.258	-54.819	164.827	-148.673	
	62	400.045	577.643	362.910	2,962.470	-2,195.185	45.614	-56.572	301.981	-175.785	
61	62	399.846	577.650	364.220	2,963.432	-2,194.904	46.921	-58.632	301.764	-175.761	
	63	-781.495	-849.562	-855.725	2,158.972	-2,391.478	34.127	-44.150	441.276	-221.998	
62	63	-781.679	-849.416	-853.645	2,160.202	-2,390.480	36.064	-47.296	441.051	-221.966	
	64	-2,359.421	-3,036.945	-2,662.877	972.305	-3,435.068	44.761	-37.821	589.657	-376.965	
63	64	-2,359.479	-3,036.664	-2,660.854	973.501	-3,432.914	41.470	-35.902	589.490	-376.838	
	65	-4,353.863	-6,058.922	-5,300.153	682.935	-6,018.747	493.827	-359.056	770.993	-553.812	P3
64	65	-4,353.623	-6,058.659	-5,300.117	683.136	-6,018.390	493.899	-359.167	771.039	-553.794	P3
	66	-2,070.997	-2,674.628	-2,353.920	1,018.115	-3,253.892	36.948	-35.724	646.926	-470.703	
65	66	-2,070.486	-2,674.395	-2,355.735	1,017.693	-3,256.402	40.477	-37.886	647.170	-470.781	
	67	-212.080	-134.073	-243.721	1,986.879	-2,053.837	34.462	-49.943	554.955	-405.579	
66	67	-211.517	-133.803	-245.736	1,985.616	-2,053.998	32.123	-46.182	555.243	-405.669	
	68	1,254.835	1,647.434	1,275.941	3,036.204	-1,663.226	42.314	-55.794	471.809	-345.432	
67	68	1,255.338	1,647.757	1,274.626	3,035.061	-1,663.444	40.532	-52.910	472.069	-345.495	
	69	2,238.702	2,833.306	2,279.493	3,765.641	-1,379.255	36.779	-46.038	391.136	-286.534	
68	69	2,239.036	2,833.581	2,278.973	3,765.214	-1,379.173	35.798	-44.404	391.354	-286.564	
	70	2,725.299	3,409.212	2,786.530	4,044.318	-1,068.924	31.528	-37.341	310.861	-227.755	
69	70	2,725.391	3,409.358	2,786.778	4,044.788	-1,069.044	31.450	-37.124	311.037	-227.755	
	71	2,706.659	3,416.565	2,800.662	3,924.420	-790.114	31.492	-36.193	230.500	-168.789	
70	71	2,706.470	3,416.535	2,801.648	3,925.181	-790.084	32.399	-37.526	230.642	-168.763	
	72	2,186.180	2,809.536	2,323.958	3,258.967	-512.413	42.688	-51.246	150.021	-109.391	
71	72	2,185.689	2,809.314	2,325.720	3,260.482	-512.271	44.586	-54.159	150.138	-109.345	
	73	1,183.267	1,593.768	1,344.076	1,990.218	-229.574	62.793	-81.514	69.402	-49.428	
72	73	1,182.771	1,593.602	1,346.305	1,991.674	-228.802	65.145	-85.255	69.509	-49.388	
	74	0.037	-0.295	-2.135	3.997	-3.139	2.997	-1.946	0.111	-0.111	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	-310.713	-476.633	-308.147	59.846	-654.005	22.985	-28.656	12.194	-16.262	A1
	2	-250.404	-304.660	-229.881	157.078	-471.830	6.824	-9.264	12.194	-16.262	
2	2	-238.085	-299.087	-242.941	107.325	-526.102	4.974	-4.244	11.616	-16.111	
	3	-154.886	-176.375	-152.992	264.562	-352.721	18.268	-13.764	11.616	-16.111	
3	3	-152.491	-177.000	-143.993	145.669	-457.094	6.437	-6.807	11.726	-16.149	
	4	-50.884	-64.782	-54.045	313.593	-290.671	15.942	-12.477	11.726	-16.149	
4	4	-47.222	-64.152	-42.803	211.192	-395.268	8.389	-9.646	11.812	-16.183	
	5	43.902	58.571	47.154	378.742	-231.736	13.356	-10.709	11.812	-16.183	
5	5	49.002	60.410	57.798	280.196	-335.172	9.133	-10.754	11.845	-16.199	
	6	150.591	172.608	147.730	444.472	-176.262	12.504	-10.146	11.845	-16.199	
6	6	154.877	173.680	157.492	347.085	-279.349	8.946	-10.693	11.818	-16.120	
	7	245.984	296.380	247.432	506.600	-127.532	12.839	-10.526	11.818	-16.120	
7	7	251.081	297.797	253.085	413.057	-230.662	5.973	-7.190	11.562	-15.632	
	8	333.711	431.638	343.021	563.771	-88.010	16.612	-13.687	11.562	-15.632	
8	8	338.540	430.829	333.705	513.143	-183.514	9.525	-6.846	10.570	-13.896	
	9	413.560	586.760	423.649	656.698	-53.049	33.605	-26.700	10.570	-13.896	
9	9	415.198	573.317	364.104	669.081	-111.949	84.956	-58.331	7.049	-7.667	
	10	495.489	729.228	454.037	825.549	-65.802	109.303	-78.373	7.049	-7.667	P1
10	10	-438.941	-658.003	-392.518	91.429	-815.133	76.250	-103.994	18.931	-25.805	P1
	11	-358.647	-502.086	-302.581	148.257	-655.359	56.106	-79.500	18.931	-25.805	
11	11	-355.898	-514.254	-361.695	103.752	-643.120	25.882	-31.608	25.301	-29.406	
	12	-280.884	-358.337	-271.759	214.060	-497.942	5.729	-7.091	25.301	-29.406	
12	12	-276.248	-359.355	-280.988	136.325	-536.920	13.372	-15.857	27.057	-30.392	
	13	-191.626	-225.516	-191.053	271.871	-398.186	8.678	-6.789	27.057	-30.392	
13	13	-186.742	-224.446	-186.023	175.495	-452.841	10.270	-12.288	27.521	-30.629	
	14	-93.651	-101.758	-96.091	326.037	-319.060	12.267	-9.899	27.521	-30.629	
14	14	-89.411	-100.708	-86.359	228.224	-383.244	10.013	-12.071	27.573	-30.654	
	15	20.106	11.501	3.583	392.586	-255.587	12.506	-10.167	27.573	-30.654	
15	15	24.518	12.768	13.485	295.343	-324.479	9.830	-11.932	27.531	-30.589	
	16	115.617	135.457	103.418	460.245	-204.585	12.665	-10.356	27.531	-30.589	
16	16	120.513	136.652	109.413	372.555	-280.649	7.074	-8.662	27.273	-30.105	
	17	203.146	270.497	199.351	527.038	-170.744	15.956	-13.122	27.273	-30.105	
17	17	208.148	269.975	191.769	472.631	-238.356	7.386	-5.315	26.272	-28.220	
	18	281.626	425.872	281.694	617.835	-139.603	32.021	-25.517	26.272	-28.220	
18	18	286.115	416.419	228.534	628.530	-184.130	77.680	-53.663	22.664	-21.465	
	19	363.363	572.349	318.478	786.993	-129.485	102.340	-73.878	22.664	-21.465	P2
19	19	-363.634	-572.704	-318.671	129.235	-787.018	73.404	-101.253	21.590	-22.741	P2
	20	-286.402	-416.806	-228.746	183.983	-628.575	53.184	-76.577	21.590	-22.741	

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	-281.752	-426.062	-281.886	139.522	-617.858	25.510	-32.036	28.270	-26.309	
	21	-208.262	-270.140	-191.946	238.272	-472.629	5.279	-7.336	28.270	-26.309	
21	21	-203.230	-270.623	-199.480	170.721	-527.017	13.255	-16.296	30.119	-27.292	
	22	-120.601	-136.785	-109.546	280.609	-372.577	8.423	-6.984	30.119	-27.292	
22	22	-115.706	-135.592	-103.548	204.559	-460.238	10.476	-12.985	30.590	-27.544	
	23	-24.596	-12.888	-13.605	324.466	-295.321	11.757	-9.774	30.590	-27.544	
23	23	-20.179	-11.616	-3.723	255.588	-392.534	10.260	-12.765	30.657	-27.587	
	24	89.328	100.583	86.210	383.246	-228.204	11.994	-9.997	30.657	-27.587	
24	24	93.546	101.607	95.964	319.030	-326.060	9.963	-12.451	30.632	-27.537	
	25	186.643	224.303	185.901	452.810	-175.509	12.331	-10.303	30.632	-27.537	
25	25	191.542	225.391	190.990	398.243	-271.866	6.782	-8.701	30.388	-27.054	
	26	276.170	359.238	280.931	536.982	-136.332	16.101	-13.494	30.388	-27.054	
26	26	281.052	358.538	272.113	498.216	-214.097	7.486	-5.912	29.369	-25.217	
	27	356.068	514.461	362.053	643.401	-103.755	32.308	-26.196	29.369	-25.217	
27	27	360.280	504.180	304.416	656.352	-148.095	81.001	-56.748	25.641	-18.553	
	28	440.560	660.069	394.336	816.166	-90.597	105.837	-77.036	25.641	-18.553	P3
28	28	-496.519	-730.467	-455.106	66.018	-826.494	78.536	-109.639	7.366	-6.920	P3
	29	-416.214	-574.529	-365.158	112.108	-670.060	58.325	-84.902	7.366	-6.920	
29	29	-413.580	-586.696	-423.686	53.056	-656.962	27.285	-34.847	13.829	-10.545	
	30	-338.575	-430.795	-333.759	183.402	-513.431	7.253	-10.355	13.829	-10.545	
30	30	-333.468	-431.244	-342.787	87.916	-563.961	14.313	-17.935	15.605	-11.549	
	31	-250.841	-297.409	-252.855	230.486	-413.185	6.320	-5.547	15.605	-11.549	
31	31	-245.727	-295.962	-247.065	127.373	-506.820	11.074	-13.985	16.111	-11.807	
	32	-154.623	-173.266	-157.128	279.129	-347.338	10.028	-8.612	16.111	-11.807	
32	32	-150.421	-172.293	-147.377	176.077	-444.738	10.551	-13.328	16.200	-11.838	
	33	-48.823	-60.086	-57.437	334.928	-280.475	10.450	-8.962	16.200	-11.838	
33	33	-43.783	-58.343	-46.941	231.545	-379.063	10.982	-13.899	16.194	-11.808	
	34	47.322	64.354	42.997	394.957	-211.585	9.636	-8.355	16.194	-11.808	
34	34	50.614	64.454	53.907	290.374	-313.974	12.609	-16.179	16.172	-11.723	
	35	152.209	176.658	143.843	456.650	-145.986	7.118	-6.556	16.172	-11.723	
35	35	154.186	175.379	152.263	352.403	-264.830	13.742	-18.212	16.150	-11.614	
	36	237.367	298.065	242.193	525.705	-107.485	4.840	-5.245	16.150	-11.614	
36	36	250.560	304.643	229.716	472.944	-156.905	10.125	-7.245	16.264	-12.231	
	37	310.851	476.566	307.959	654.749	-60.064	29.985	-23.625	16.264	-12.231	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	-303.326	-476.867	-363.087	55.390	-648.776	30.893	-23.930	11.529	-16.182	A1
	39	-243.497	-302.181	-266.648	154.504	-465.578	11.481	-7.824	11.529	-16.182	
38	39	-244.956	-306.862	-253.579	107.675	-529.866	6.447	-5.969	12.106	-16.332	
	40	-162.402	-181.417	-142.698	261.377	-358.242	12.718	-16.110	12.106	-16.332	
39	40	-153.937	-179.901	-151.689	144.397	-458.938	8.934	-7.469	11.996	-16.293	
	41	-53.287	-64.846	-40.880	311.081	-293.434	11.386	-13.860	11.996	-16.293	
40	41	-46.095	-64.592	-52.120	210.218	-394.810	11.694	-9.464	11.909	-16.258	
	42	44.171	60.663	58.595	376.959	-232.061	9.555	-11.333	11.909	-16.258	
41	42	49.920	59.704	47.950	279.866	-334.004	12.767	-10.283	11.876	-16.242	
	43	150.412	174.579	158.585	443.426	-175.791	8.904	-10.496	11.876	-16.242	
42	43	156.978	174.388	148.824	346.329	-278.402	12.734	-10.204	11.903	-16.320	
	44	247.187	299.359	259.363	505.201	-127.081	9.146	-10.760	11.903	-16.320	
43	44	252.937	298.819	253.707	411.518	-230.614	9.302	-7.369	12.159	-16.807	
	45	334.650	434.832	364.196	561.885	-87.986	12.153	-14.436	12.159	-16.807	
44	45	340.672	436.523	373.514	514.333	-182.336	5.275	-7.268	13.151	-18.544	
	46	414.783	594.449	484.017	657.192	-52.836	24.978	-31.263	13.151	-18.544	
45	46	424.629	608.768	543.559	679.203	-110.517	56.578	-82.544	16.672	-24.773	
	47	503.947	766.673	654.047	834.294	-65.375	76.459	-106.788	16.672	-24.773	P1
46	47	-445.610	-693.388	-591.883	92.451	-822.972	103.841	-75.490	36.359	-35.677	P1
	48	-366.287	-535.472	-481.387	149.452	-664.321	79.470	-55.516	36.359	-35.677	
47	48	-357.550	-522.428	-422.277	103.052	-643.115	31.510	-25.263	29.990	-32.077	
	49	-283.442	-364.509	-311.780	213.234	-498.575	7.138	-5.289	29.990	-32.077	
48	49	-277.227	-362.608	-302.549	135.096	-534.101	15.835	-12.901	28.233	-31.090	
	50	-193.555	-226.612	-192.073	271.685	-396.000	7.069	-8.532	28.233	-31.090	
49	50	-187.591	-226.803	-197.105	174.103	-450.473	12.411	-9.980	27.768	-30.853	
	51	-95.449	-101.883	-86.611	324.768	-317.300	9.994	-11.960	27.768	-30.853	
50	51	-88.839	-102.052	-96.343	227.129	-381.132	12.347	-9.904	27.716	-30.827	
	52	19.337	12.669	14.143	391.006	-254.031	10.068	-12.022	27.716	-30.827	
51	52	25.776	12.282	4.241	294.302	-322.631	12.439	-9.938	27.758	-30.893	
	53	115.953	137.208	114.740	458.530	-203.118	10.036	-11.933	27.758	-30.893	
52	53	121.904	136.892	108.744	370.942	-278.989	9.403	-7.398	28.015	-31.375	
	54	203.630	272.926	219.250	525.074	-169.204	12.578	-14.971	28.015	-31.375	
53	54	209.478	274.329	226.833	473.246	-237.564	4.743	-6.335	29.016	-33.260	
	55	282.073	432.237	337.323	617.801	-139.057	24.716	-30.705	29.016	-33.260	
54	55	289.071	442.567	390.480	635.404	-186.850	52.840	-76.312	32.623	-40.015	
	56	365.376	600.478	500.972	792.656	-135.929	72.813	-100.683	32.623	-40.015	P2
55	56	-365.249	-600.341	-501.018	135.979	-792.671	99.748	-72.433	39.900	-32.577	P2
	57	-288.945	-442.432	-390.527	186.871	-635.411	75.377	-52.460	39.900	-32.577	
56	57	-282.105	-432.292	-337.385	138.962	-617.794	30.751	-24.749	33.219	-29.008	
	58	-209.513	-274.389	-226.898	237.460	-473.240	6.382	-4.777	33.219	-29.008	

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	-203.694	-273.026	-219.366	169.104	-525.051	15.311	-12.741	31.370	-28.026	
	59	-121.972	-136.998	-108.865	278.872	-370.957	7.234	-9.062	31.370	-28.026	
58	59	-116.015	-137.310	-114.862	203.046	-458.451	12.301	-10.207	30.899	-27.772	
	60	-25.846	-12.394	-4.372	322.556	-294.253	9.766	-12.069	30.899	-27.772	
59	60	-19.413	-12.785	-14.253	253.929	-390.995	12.464	-10.273	30.831	-27.729	
	61	88.753	101.925	96.223	381.030	-227.125	9.697	-11.903	30.831	-27.729	
60	61	95.384	101.781	86.469	317.202	-324.756	12.541	-10.262	30.855	-27.778	
	62	187.533	226.712	196.972	450.385	-174.099	9.713	-11.832	30.855	-27.778	
61	62	193.486	226.506	191.884	395.869	-271.669	9.251	-7.394	31.099	-28.261	
	63	277.164	362.512	302.367	533.973	-135.118	12.577	-15.118	31.099	-28.261	
62	63	283.130	364.090	311.183	498.206	-213.174	4.977	-6.458	32.117	-30.098	
	64	357.241	522.015	421.685	642.748	-103.094	24.952	-30.831	32.117	-30.098	
63	64	364.521	533.180	479.325	663.150	-149.607	55.466	-79.436	35.845	-36.762	
	65	443.846	691.099	589.823	821.741	-93.223	75.440	-103.808	35.845	-36.762	P3
64	65	-502.263	-764.425	-652.029	65.096	-832.753	104.703	-75.473	25.140	-16.831	P3
	66	-422.945	-606.520	-541.541	110.255	-677.553	80.460	-55.592	25.140	-16.831	
65	66	-414.092	-593.477	-483.017	52.997	-656.431	30.332	-24.520	18.677	-13.206	
	67	-339.983	-435.554	-372.516	182.559	-513.521	6.337	-4.817	18.677	-13.206	
66	67	-334.238	-434.222	-363.485	88.174	-561.420	13.837	-11.840	16.901	-12.202	
	68	-252.529	-298.215	-253.001	230.943	-410.812	7.680	-9.900	16.901	-12.202	
67	68	-246.796	-298.784	-258.793	127.449	-504.542	10.371	-8.925	16.394	-11.944	
	69	-156.629	-173.871	-148.306	278.885	-345.613	10.416	-13.113	16.394	-11.944	
68	69	-149.981	-173.962	-158.056	176.256	-442.627	10.206	-8.731	16.305	-11.912	
	70	-49.623	-59.241	-47.569	334.453	-279.119	10.430	-13.026	16.305	-11.912	
69	70	-43.816	-60.104	-58.065	232.583	-375.998	11.325	-9.515	16.311	-11.942	
	71	46.366	64.830	52.441	395.287	-209.365	9.469	-11.660	16.311	-11.942	
70	71	53.921	65.609	41.530	294.022	-310.277	14.164	-11.499	16.332	-12.027	
	72	154.271	180.321	152.009	459.302	-144.029	7.300	-8.563	16.332	-12.027	
71	72	163.143	182.480	143.589	358.823	-260.507	16.801	-13.013	16.353	-12.136	
	73	245.494	307.399	254.082	530.106	-107.589	5.608	-5.677	16.353	-12.136	
72	73	243.151	301.699	266.557	464.909	-154.371	7.586	-10.913	16.239	-11.520	
	74	302.676	475.497	362.506	647.697	-55.374	23.610	-30.226	16.239	-11.520	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	-75.641	-57.618	55.853	493.420	-540.378	87.862	-76.177	6.661	-2.773	A1
	2	-75.641	-62.488	136.295	409.235	-578.589	87.862	-76.177	6.661	-2.773	
2	2	-80.472	-66.232	51.598	488.426	-539.378	105.861	-118.085	7.506	-3.739	
	3	-80.472	-67.116	144.052	406.379	-602.439	105.861	-118.085	7.506	-3.739	
3	3	-51.791	-43.645	14.184	408.797	-400.139	66.154	-75.346	6.159	-4.306	
	4	-51.791	-44.530	106.641	300.323	-457.143	66.154	-75.346	6.159	-4.306	
4	4	-18.398	-14.877	-23.906	370.863	-304.138	22.748	-26.655	4.129	-5.340	
	5	-18.398	-15.761	68.563	235.424	-359.915	22.748	-26.655	4.129	-5.340	
5	5	13.232	12.615	-60.719	336.729	-243.169	18.494	-18.285	5.907	-6.868	
	6	13.232	11.730	31.725	276.082	-382.281	18.494	-18.285	5.907	-6.868	
6	6	43.449	38.251	-98.876	416.293	-287.907	58.365	-56.270	10.594	-8.871	
	7	43.449	37.366	-6.423	361.132	-416.626	58.365	-56.270	10.594	-8.871	
7	7	60.186	49.249	-137.845	501.869	-354.642	84.110	-85.398	15.603	-10.969	
	8	60.186	48.365	-45.396	441.340	-454.936	84.110	-85.398	15.603	-10.969	
8	8	58.263	42.310	-158.554	588.711	-426.453	63.851	-85.307	18.886	-12.347	
	9	58.263	41.425	-66.097	536.861	-527.268	63.851	-85.307	18.886	-12.347	
9	9	40.435	29.871	-112.738	583.862	-434.985	131.032	-134.878	12.755	-9.364	
	10	40.435	28.986	-20.293	554.025	-540.651	131.032	-134.878	12.755	-9.364	P1
10	10	3.585	21.384	37.450	526.661	-503.086	144.718	-131.525	4.967	-6.037	P1
	11	3.585	20.499	129.899	422.269	-537.475	144.718	-131.525	4.967	-6.037	
11	11	-20.869	0.889	77.937	504.786	-479.351	68.918	-45.908	5.565	-13.123	
	12	-20.869	0.005	170.385	403.195	-536.211	68.918	-45.908	5.565	-13.123	
12	12	-29.731	-14.845	49.230	434.504	-385.335	67.482	-63.113	4.994	-11.417	
	13	-29.731	-15.729	141.678	328.933	-448.510	67.482	-63.113	4.994	-11.417	
13	13	-23.550	-16.847	0.015	388.491	-308.868	37.802	-37.064	4.682	-8.522	
	14	-23.550	-17.732	92.459	256.887	-370.596	37.802	-37.064	4.682	-8.522	
14	14	-6.711	-7.700	-52.072	343.255	-222.481	2.770	-2.317	5.892	-6.445	
	15	-6.711	-8.584	40.383	222.913	-340.794	2.770	-2.317	5.892	-6.445	
15	15	12.011	3.882	-101.809	372.243	-256.024	43.242	-40.332	8.910	-5.971	
	16	12.011	2.997	-9.364	310.673	-388.047	43.242	-40.332	8.910	-5.971	
16	16	25.179	10.581	-144.921	449.838	-330.692	72.201	-71.956	12.988	-6.819	
	17	25.179	9.696	-52.470	385.923	-435.594	72.201	-71.956	12.988	-6.819	
17	17	27.159	8.404	-163.811	540.649	-404.262	58.699	-75.982	15.732	-7.706	
	18	27.159	7.519	-71.374	484.238	-506.098	58.699	-75.982	15.732	-7.706	
18	18	15.835	3.025	-117.348	544.604	-414.673	114.339	-117.985	9.265	-4.449	
	19	15.835	2.140	-24.891	510.231	-521.388	114.339	-117.985	9.265	-4.449	P2
19	19	-15.503	-1.752	25.206	521.245	-509.205	114.375	-111.584	4.556	-9.473	P2
	20	-15.503	-2.636	117.643	414.455	-543.577	114.375	-111.584	4.556	-9.473	

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	-26.983	-7.315	71.714	506.171	-483.742	76.472	-59.758	7.847	-15.889	
	21	-26.983	-8.199	164.167	404.315	-540.236	76.472	-59.758	7.847	-15.889	
21	21	-25.061	-9.545	52.749	435.720	-385.385	72.065	-72.402	6.866	-12.955	
	22	-25.061	-10.429	145.195	330.688	-449.298	72.065	-72.402	6.866	-12.955	
22	22	-11.883	-2.835	9.663	388.219	-310.296	40.384	-43.298	6.010	-8.855	
	23	-11.883	-3.720	102.119	256.143	-371.828	40.384	-43.298	6.010	-8.855	
23	23	6.868	8.789	-39.991	340.943	-222.719	2.215	-2.658	6.490	-5.840	
	24	6.868	7.904	52.455	222.808	-343.075	2.215	-2.658	6.490	-5.840	
24	24	23.561	17.743	-92.279	370.467	-257.111	37.435	-37.922	8.538	-4.646	
	25	23.561	16.859	0.172	308.808	-388.758	37.435	-37.922	8.538	-4.646	
25	25	29.821	15.865	-141.492	448.898	-328.861	63.708	-67.687	11.450	-4.949	
	26	29.821	14.980	-49.039	385.641	-434.350	63.708	-67.687	11.450	-4.949	
26	26	20.417	-0.559	-171.054	536.890	-403.878	46.187	-68.978	12.966	-5.430	
	27	20.417	-1.444	-78.602	480.043	-505.276	46.187	-68.978	12.966	-5.430	
27	27	-7.437	-25.427	-133.932	537.910	-423.432	132.740	-146.335	5.196	-5.131	
	28	-7.437	-26.311	-41.499	503.751	-527.285	132.740	-146.335	5.196	-5.131	P3
28	28	-50.408	-41.739	11.392	534.212	-560.231	133.652	-130.043	10.734	-14.767	P3
	29	-50.408	-42.624	103.853	428.914	-589.377	133.652	-130.043	10.734	-14.767	
29	29	-71.421	-58.252	54.034	518.915	-546.997	84.386	-61.989	13.944	-21.179	
	30	-71.421	-59.136	146.473	418.625	-597.787	84.386	-61.989	13.944	-21.179	
30	30	-73.911	-65.949	32.848	446.239	-453.274	84.044	-81.256	12.687	-18.120	
	31	-73.911	-66.833	125.292	346.891	-512.916	84.044	-81.256	12.687	-18.120	
31	31	-56.948	-54.670	-6.089	404.008	-372.927	54.798	-55.209	10.579	-13.057	
	32	-56.948	-55.555	86.361	277.446	-427.686	54.798	-55.209	10.579	-13.057	
32	32	-24.805	-26.610	-42.330	371.093	-286.426	16.532	-14.686	8.456	-8.086	
	33	-24.805	-27.495	50.123	232.964	-344.658	16.532	-14.686	8.456	-8.086	
33	33	11.501	6.776	-74.117	355.210	-238.750	30.431	-24.457	6.708	-3.999	
	34	11.501	5.891	18.333	299.727	-375.205	30.431	-24.457	6.708	-3.999	
34	34	52.264	44.993	-104.685	459.264	-298.305	78.942	-67.753	5.451	-6.182	
	35	52.264	44.108	-12.236	401.813	-406.412	78.942	-67.753	5.451	-6.182	
35	35	89.098	78.309	-133.285	610.900	-398.817	120.856	-107.051	4.698	-7.905	
	36	89.098	77.424	-40.843	548.033	-479.955	120.856	-107.051	4.698	-7.905	
36	36	86.727	77.303	-122.084	587.626	-400.147	78.097	-88.658	3.475	-7.190	
	37	86.727	72.434	-41.654	550.534	-484.133	78.097	-88.658	3.475	-7.190	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	-74.121	-49.035	245.090	415.836	-618.278	154.406	-220.530	6.596	-3.136	A1
	39	-74.121	-63.799	77.625	470.329	-531.233	154.406	-220.530	6.596	-3.136	
38	39	-80.009	-55.664	244.292	400.426	-637.375	144.982	-201.993	7.512	-4.010	
	40	-80.009	-71.353	51.742	473.030	-544.803	144.982	-201.993	7.512	-4.010	
39	40	-51.179	-34.078	184.891	294.602	-524.766	85.900	-116.629	6.167	-4.537	
	41	-51.179	-49.758	-7.545	353.584	-399.831	85.900	-116.629	6.167	-4.537	
40	41	-18.354	-7.059	129.695	249.034	-431.353	27.039	-33.899	4.176	-5.517	
	42	-18.354	-22.726	-62.583	323.652	-294.991	27.039	-33.899	4.176	-5.517	
41	42	14.312	20.877	80.035	280.117	-340.298	43.735	-28.572	6.118	-7.065	
	43	14.312	5.222	-112.108	417.830	-245.172	43.735	-28.572	6.118	-7.065	
42	43	44.587	45.551	27.754	374.532	-332.722	121.537	-83.268	10.720	-9.022	
	44	44.587	29.909	-164.220	506.990	-278.144	121.537	-83.268	10.720	-9.022	
43	44	62.134	56.367	-27.488	473.289	-398.067	199.222	-134.914	15.755	-11.124	
	45	62.134	40.732	-219.377	581.097	-335.150	199.222	-134.914	15.755	-11.124	
44	45	61.198	48.815	-71.375	578.762	-466.781	256.778	-168.392	19.011	-12.489	
	46	61.198	33.178	-263.287	677.987	-408.020	256.778	-168.392	19.011	-12.489	
45	46	42.931	37.652	-3.995	569.875	-479.021	203.268	-128.760	13.172	-9.637	
	47	42.931	22.017	-195.883	671.746	-435.226	203.268	-128.760	13.172	-9.637	P1
46	47	1.598	28.752	212.040	422.585	-620.813	123.280	-186.913	5.027	-6.255	P1
	48	1.598	13.117	20.139	469.213	-519.158	123.280	-186.913	5.027	-6.255	
47	48	-23.045	9.849	274.276	384.230	-621.144	149.174	-231.903	5.658	-13.190	
	49	-23.045	-5.787	82.373	446.157	-522.240	149.174	-231.903	5.658	-13.190	
48	49	-31.029	-6.675	222.048	309.361	-539.048	113.531	-169.403	5.112	-11.540	
	50	-31.029	-22.308	30.182	374.097	-416.847	113.531	-169.403	5.112	-11.540	
49	50	-24.211	-9.133	156.106	247.053	-455.343	59.878	-87.338	4.817	-8.633	
	51	-24.211	-24.768	-35.791	307.611	-322.495	59.878	-87.338	4.817	-8.633	
50	51	-6.916	-0.573	89.879	224.086	-361.790	1.843	-2.662	6.044	-6.580	
	52	-6.916	-16.208	-102.005	361.880	-223.878	1.843	-2.662	6.044	-6.580	
51	52	11.985	10.052	25.627	323.483	-307.173	81.368	-55.965	9.015	-6.110	
	53	11.985	-5.584	-166.279	456.824	-246.436	81.368	-55.965	9.015	-6.110	
52	53	25.714	16.178	-34.450	415.382	-376.267	162.342	-109.466	13.138	-6.962	
	54	25.714	0.540	-226.371	540.870	-310.254	162.342	-109.466	13.138	-6.962	
53	54	28.181	12.729	-77.411	525.064	-445.719	221.176	-143.790	15.972	-7.895	
	55	28.181	-2.906	-269.301	624.153	-384.292	221.176	-143.790	15.972	-7.895	
54	55	16.040	8.088	-9.898	525.118	-460.878	175.459	-113.154	9.579	-4.627	
	56	16.040	-7.547	-201.792	626.705	-414.891	175.459	-113.154	9.579	-4.627	P2
55	56	-15.193	8.636	202.506	415.538	-626.905	115.627	-178.686	4.879	-9.967	P2
	57	-15.193	-7.000	10.614	461.378	-525.327	115.627	-178.686	4.879	-9.967	
56	57	-28.128	2.995	269.598	384.503	-624.339	144.286	-222.264	7.913	-15.916	
	58	-28.128	-12.640	77.712	446.007	-525.249	144.286	-222.264	7.913	-15.916	

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	-25.717	-0.547	226.547	310.361	-541.051	109.647	-162.704	6.993	-13.113	
	59	-25.717	-16.184	34.638	376.440	-415.694	109.647	-162.704	6.993	-13.113	
58	59	-12.144	5.367	166.272	246.134	-457.335	56.083	-81.557	6.156	-9.040	
	60	-12.144	-10.268	-25.619	306.801	-323.946	56.083	-81.557	6.156	-9.040	
59	60	7.010	16.337	102.366	223.788	-361.992	2.668	-1.801	6.639	-6.031	
	61	7.010	0.704	-89.499	361.698	-224.208	2.668	-1.801	6.639	-6.031	
60	61	24.354	24.969	36.154	322.383	-307.533	87.590	-59.942	8.700	-4.814	
	62	24.354	9.332	-155.760	455.228	-246.983	87.590	-59.942	8.700	-4.814	
61	62	31.172	22.513	-29.969	416.664	-373.909	169.831	-113.670	11.576	-5.108	
	63	31.172	6.879	-221.848	538.865	-309.156	169.831	-113.670	11.576	-5.108	
62	63	22.657	5.307	-83.115	522.297	-446.588	232.141	-149.240	13.052	-5.596	
	64	22.657	-10.330	-275.028	621.180	-384.642	232.141	-149.240	13.052	-5.596	
63	64	-5.284	-17.844	-24.236	519.729	-469.781	185.782	-122.401	5.461	-5.126	
	65	-5.284	-33.481	-216.141	621.310	-423.019	185.782	-122.401	5.461	-5.126	P3
64	65	-53.948	-36.176	185.617	428.517	-680.203	129.316	-203.907	10.972	-15.180	P3
	66	-53.948	-51.811	-6.271	473.313	-578.511	129.316	-203.907	10.972	-15.180	
65	66	-74.474	-50.236	250.628	400.630	-689.897	167.351	-254.747	14.166	-21.523	
	67	-74.474	-65.872	58.720	460.457	-590.831	167.351	-254.747	14.166	-21.523	
66	67	-76.086	-58.664	206.013	326.442	-591.933	133.494	-196.345	12.873	-18.352	
	68	-76.086	-74.298	14.132	390.213	-486.475	133.494	-196.345	12.873	-18.352	
67	68	-58.514	-47.839	150.472	265.697	-519.617	81.658	-118.242	10.794	-13.318	
	69	-58.514	-63.474	-41.414	320.725	-386.037	81.658	-118.242	10.794	-13.318	
68	69	-25.884	-20.204	100.511	234.374	-428.782	26.584	-39.615	8.692	-8.361	
	70	-25.884	-35.839	-91.375	332.589	-289.920	26.584	-39.615	8.692	-8.361	
69	70	11.173	13.257	55.555	291.626	-329.158	37.975	-29.015	6.945	-4.241	
	71	11.173	-2.380	-136.363	426.493	-253.683	37.975	-29.015	6.945	-4.241	
70	71	52.208	50.771	8.754	402.940	-351.071	120.426	-87.754	5.718	-6.170	
	72	52.208	35.137	-183.117	527.465	-292.613	120.426	-87.754	5.718	-6.170	
71	72	89.093	82.956	-41.773	555.688	-465.775	204.797	-146.336	5.006	-7.858	
	73	89.093	67.321	-233.667	647.585	-393.072	204.797	-146.336	5.006	-7.858	
72	73	85.242	78.530	-64.273	541.324	-462.143	222.225	-155.132	3.867	-7.003	
	74	85.242	63.839	-230.909	628.193	-406.841	222.225	-155.132	3.867	-7.003	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	1.996	-2.521	46.242	-654.005	4.517	700.246	A1
	2	2,052.660	-201.143	132.902	-471.830	2,253.803	604.731	
2	2	2,054.583	-201.365	132.902	-526.102	2,255.948	659.004	
	3	3,317.488	-417.106	264.562	-352.721	3,734.594	617.283	
3	3	3,319.550	-417.386	264.562	-457.094	3,736.936	721.656	
	4	3,974.363	-635.908	313.593	-290.671	4,610.271	604.264	
4	4	3,975.496	-636.190	313.593	-395.268	4,611.686	708.860	
	5	4,088.795	-856.598	378.742	-231.736	4,945.393	610.478	
5	5	4,089.203	-856.847	378.742	-335.172	4,946.050	713.914	
	6	3,768.584	-1,077.131	444.472	-176.262	4,845.715	620.734	
6	6	3,768.584	-1,077.336	444.472	-279.349	4,845.920	723.821	
	7	3,030.363	-1,297.402	506.600	-127.532	4,327.765	634.132	
7	7	3,030.363	-1,297.493	506.600	-230.662	4,327.856	737.262	
	8	1,999.019	-1,525.662	563.771	-88.010	3,524.681	651.781	
8	8	1,999.019	-1,525.662	563.771	-183.514	3,524.681	747.285	
	9	813.796	-1,804.287	623.434	-50.054	2,618.083	673.487	
9	9	813.796	-1,804.287	623.434	-111.949	2,618.083	735.383	
	10	634.505	-3,019.261	711.548	-58.426	3,653.766	769.974	P1
10	10	634.505	-3,021.949	711.548	-695.510	3,656.454	1,407.059	P1
	11	987.963	-2,390.502	123.044	-533.152	3,378.465	656.196	
11	11	990.111	-2,391.626	123.044	-592.071	3,381.737	715.115	
	12	2,177.846	-1,940.650	214.060	-432.762	4,118.496	646.822	
12	12	2,180.089	-1,940.885	214.060	-518.679	4,120.974	732.739	
	13	2,992.047	-1,538.726	271.871	-357.191	4,530.773	629.062	
13	13	2,993.654	-1,538.726	271.871	-449.138	4,532.380	721.009	
	14	3,376.042	-1,143.730	326.037	-284.659	4,519.772	610.696	
14	14	3,376.884	-1,143.730	326.037	-381.896	4,520.614	707.933	
	15	3,341.965	-947.635	392.586	-217.448	4,289.600	610.034	
15	15	3,341.965	-947.804	392.586	-319.267	4,289.769	711.853	
	16	2,885.008	-1,262.320	460.245	-159.107	4,147.328	619.353	
16	16	2,885.008	-1,262.362	460.245	-271.825	4,147.370	732.070	
	17	2,043.426	-1,584.722	527.038	-119.815	3,628.148	646.853	
17	17	2,043.426	-1,584.722	527.038	-214.747	3,628.148	741.785	
	18	921.367	-1,954.375	599.221	-79.434	2,875.742	678.655	
18	18	921.367	-1,954.375	599.221	-125.031	2,875.742	724.252	
	19	839.445	-2,530.594	699.689	-78.513	3,370.039	778.202	P2

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
19	19	839.445	-2,530.802	699.689	-699.687	3,370.247	1,399.376	P2
	20	918.280	-1,953.830	124.959	-540.755	2,872.110	665.715	
20	20	921.323	-1,954.864	124.959	-599.259	2,876.187	724.218	
	21	2,041.068	-1,584.783	214.673	-441.226	3,625.851	655.899	
21	21	2,043.452	-1,585.037	214.673	-527.017	3,628.489	741.690	
	22	2,883.255	-1,262.551	271.782	-366.354	4,145.806	638.136	
22	22	2,884.948	-1,262.551	271.782	-460.238	4,147.499	732.020	
	23	3,341.011	-947.908	319.264	-295.321	4,288.919	614.585	
23	23	3,341.957	-947.908	319.264	-392.534	4,289.865	711.798	
	24	3,376.604	-1,143.288	381.935	-227.930	4,519.892	609.865	
24	24	3,376.604	-1,143.559	381.935	-326.060	4,520.163	707.995	
	25	2,993.490	-1,538.470	449.126	-164.983	4,531.960	614.109	
25	25	2,993.490	-1,538.586	449.126	-271.866	4,532.076	720.992	
	26	2,179.833	-1,941.020	518.698	-118.712	4,120.853	637.410	
26	26	2,179.833	-1,941.020	518.698	-214.097	4,120.853	732.796	
	27	990.183	-2,393.899	591.994	-70.344	3,384.082	662.338	
27	27	990.183	-2,393.899	591.994	-123.076	3,384.082	715.071	
	28	633.214	-3,032.596	695.259	-62.653	3,665.810	757.912	P3
28	28	633.404	-3,032.596	695.259	-711.934	3,666.000	1,407.193	P3
	29	811.389	-1,802.220	112.108	-561.323	2,613.609	673.431	
29	29	813.540	-1,803.316	112.108	-623.564	2,616.856	735.673	
	30	1,995.418	-1,525.027	183.402	-475.108	3,520.445	658.510	
30	30	1,997.905	-1,525.262	183.402	-563.961	3,523.167	747.363	
	31	3,028.036	-1,297.396	230.486	-411.689	4,325.432	642.175	
31	31	3,030.114	-1,297.396	230.486	-506.820	4,327.510	737.307	
	32	3,768.281	-1,077.557	279.129	-347.338	4,845.838	626.466	
32	32	3,769.602	-1,077.557	279.129	-444.738	4,847.159	723.866	
	33	4,091.519	-857.263	334.928	-280.475	4,948.782	615.403	
33	33	4,091.519	-857.263	334.928	-379.063	4,948.782	713.991	
	34	3,979.509	-636.779	394.957	-211.585	4,616.288	606.542	
34	34	3,979.509	-636.779	394.957	-313.974	4,616.288	708.931	
	35	3,325.485	-418.056	456.650	-142.933	3,743.541	599.583	
35	35	3,325.485	-418.056	456.650	-264.830	3,743.541	721.479	
	36	2,060.923	-202.056	525.705	-80.274	2,262.979	605.979	
36	36	2,060.923	-202.056	525.705	-132.524	2,262.979	658.229	
	37	3.297	-3.709	654.749	-46.370	7.005	701.119	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	2.457	-2.176	42.898	-648.776	4.633	691.674	A1
	39	2,004.803	-184.761	132.524	-465.578	2,189.564	598.102	
38	39	2,004.803	-184.784	132.524	-529.866	2,189.587	662.390	
	40	3,274.798	-409.908	261.377	-358.242	3,684.706	619.619	
39	40	3,274.798	-410.179	261.377	-458.938	3,684.977	720.315	
	41	3,937.235	-633.456	311.081	-293.434	4,570.691	604.516	
40	41	3,937.235	-633.696	311.081	-394.810	4,570.931	705.891	
	42	4,052.482	-854.943	376.959	-232.061	4,907.425	609.020	
41	42	4,052.482	-855.137	376.959	-334.004	4,907.619	710.963	
	43	3,734.193	-1,076.290	443.426	-175.791	4,810.483	619.216	
42	43	3,734.809	-1,076.382	443.426	-278.402	4,811.191	721.828	
	44	3,004.312	-1,297.596	505.201	-127.081	4,301.908	632.282	
43	44	3,005.328	-1,297.596	505.201	-230.614	4,302.924	735.815	
	45	1,983.878	-1,510.620	561.885	-87.986	3,494.498	649.871	
44	45	1,985.265	-1,510.620	561.885	-182.336	3,495.885	744.221	
	46	803.624	-1,782.805	623.700	-49.465	2,586.429	673.164	
45	46	805.235	-1,782.886	623.700	-110.517	2,588.121	734.216	
	47	630.902	-3,016.846	714.761	-58.425	3,647.748	773.186	P1
46	47	630.902	-3,016.846	714.761	-696.809	3,647.748	1,411.570	P1
	48	974.370	-2,364.731	122.873	-536.381	3,339.101	659.255	
47	48	974.370	-2,364.731	122.873	-591.514	3,339.101	714.387	
	49	2,160.681	-1,923.046	213.234	-432.729	4,083.727	645.962	
48	49	2,160.681	-1,923.543	213.234	-516.401	4,084.224	729.634	
	50	2,963.696	-1,535.563	271.685	-355.313	4,499.259	626.998	
49	50	2,963.696	-1,535.633	271.685	-447.653	4,499.329	719.338	
	51	3,343.140	-1,140.585	324.768	-283.817	4,483.725	608.586	
50	51	3,343.140	-1,140.585	324.768	-380.727	4,483.725	705.495	
	52	3,309.214	-945.990	391.006	-217.000	4,255.204	608.006	
51	52	3,309.754	-946.043	391.006	-318.977	4,255.797	709.983	
	53	2,858.302	-1,261.603	458.530	-159.338	4,119.905	617.868	
52	53	2,859.301	-1,261.603	458.530	-271.628	4,120.904	730.158	
	54	2,025.501	-1,569.336	525.074	-119.733	3,594.837	644.807	
53	54	2,026.885	-1,569.336	525.074	-213.978	3,596.221	739.052	
	55	917.127	-1,931.564	598.979	-79.615	2,848.691	678.594	
54	55	919.464	-1,931.739	598.979	-125.105	2,851.203	724.084	
	56	835.252	-2,521.329	701.534	-81.702	3,356.581	783.235	P2
55	56	835.252	-2,521.329	701.534	-701.493	3,356.581	1,403.027	P2
	57	919.468	-1,932.012	125.130	-544.680	2,851.480	669.810	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
56	57	919.468	-1,932.012	125.130	-598.995	2,851.480	724.126	
	58	2,027.160	-1,569.077	213.949	-441.577	3,596.237	655.526	
57	58	2,027.160	-1,569.624	213.949	-525.051	3,596.784	739.000	
	59	2,859.665	-1,261.714	271.626	-364.757	4,121.379	636.383	
58	59	2,859.665	-1,261.869	271.626	-458.451	4,121.534	730.077	
	60	3,309.757	-946.198	319.029	-294.253	4,255.955	613.283	
59	60	3,309.757	-946.198	319.029	-390.995	4,255.955	710.024	
	61	3,342.525	-1,140.385	380.731	-227.125	4,482.910	607.856	
60	61	3,343.088	-1,140.562	380.731	-324.756	4,483.650	705.488	
	62	2,962.470	-1,535.580	447.682	-164.219	4,498.050	611.901	
61	62	2,963.432	-1,535.580	447.682	-271.669	4,499.012	719.352	
	63	2,158.972	-1,923.203	516.444	-118.614	4,082.175	635.058	
62	63	2,160.202	-1,923.203	516.444	-213.174	4,083.405	729.618	
	64	972.305	-2,359.065	591.642	-70.006	3,331.370	661.648	
63	64	973.501	-2,359.130	591.642	-122.827	3,332.631	714.469	
	65	632.213	-3,000.874	697.091	-65.431	3,633.087	762.522	P3
64	65	632.405	-3,002.169	697.091	-714.336	3,634.574	1,411.427	P3
	66	806.225	-1,784.513	110.255	-565.966	2,590.738	676.220	
65	66	806.225	-1,784.513	110.255	-623.347	2,590.738	733.602	
	67	1,986.879	-1,510.671	182.559	-475.217	3,497.550	657.776	
66	67	1,986.879	-1,511.227	182.559	-561.420	3,498.106	743.979	
	68	3,005.159	-1,297.382	230.943	-409.229	4,302.541	640.172	
67	68	3,005.159	-1,297.540	230.943	-504.542	4,302.699	735.485	
	69	3,730.923	-1,075.733	278.885	-345.613	4,806.656	624.499	
68	69	3,730.923	-1,075.733	278.885	-442.627	4,806.656	721.512	
	70	4,044.318	-854.216	334.453	-279.119	4,898.534	613.572	
69	70	4,044.788	-854.216	334.453	-375.998	4,899.004	710.450	
	71	3,924.420	-632.631	395.287	-209.365	4,557.051	604.652	
70	71	3,925.181	-632.631	395.287	-310.277	4,557.812	705.565	
	72	3,258.967	-409.166	459.302	-140.647	3,668.133	599.949	
71	72	3,260.482	-409.166	459.302	-260.507	3,669.648	719.810	
	73	1,990.218	-183.846	530.106	-78.777	2,174.064	608.882	
72	73	1,991.674	-183.846	530.106	-131.941	2,175.520	662.046	
	74	3.997	-3.139	647.697	-42.862	7.136	690.559	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	2.008	-2.547	59.846	-624.441	4.555	684.287	A1
	2	1,856.854	-244.456	157.078	-460.783	2,101.310	617.860	
2	2	1,859.393	-244.635	157.078	-476.332	2,104.028	633.410	
	3	3,122.631	-508.328	227.349	-329.461	3,630.959	556.810	
3	3	3,125.186	-508.419	227.349	-394.658	3,633.605	622.006	
	4	3,855.168	-793.817	268.272	-258.540	4,648.985	526.812	
4	4	3,856.760	-793.900	268.272	-327.294	4,650.660	595.565	
	5	4,085.389	-1,070.328	324.690	-198.313	5,155.717	523.002	
5	5	4,085.693	-1,070.364	324.690	-268.721	5,156.057	593.411	
	6	3,816.742	-1,351.679	391.448	-147.596	5,168.421	539.044	
6	6	3,816.742	-1,351.679	391.448	-220.400	5,168.421	611.848	
	7	3,069.986	-1,662.344	467.185	-107.637	4,732.330	574.822	
7	7	3,069.986	-1,662.661	467.185	-181.105	4,732.647	648.290	
	8	1,898.728	-1,989.942	552.358	-77.834	3,888.670	630.192	
8	8	1,898.728	-1,990.698	552.358	-146.621	3,889.426	698.979	
	9	1,036.330	-3,336.285	656.698	-53.049	4,372.615	709.746	
9	9	1,036.330	-3,337.413	669.081	-110.000	4,373.743	779.080	
	10	687.638	-6,080.467	825.549	-65.802	6,768.105	891.351	P1
10	10	687.638	-6,082.295	825.549	-815.133	6,769.933	1,640.682	P1
	11	943.307	-3,598.824	148.257	-655.359	4,542.131	803.616	
11	11	944.113	-3,598.824	148.257	-655.359	4,542.937	803.616	
	12	1,691.296	-2,417.379	203.744	-497.942	4,108.675	701.687	
12	12	1,693.974	-2,417.429	203.744	-536.920	4,111.403	740.665	
	13	2,742.693	-2,107.739	247.016	-398.186	4,850.432	645.201	
13	13	2,744.763	-2,107.739	247.016	-452.841	4,852.502	699.856	
	14	3,299.297	-1,948.352	296.278	-319.060	5,247.649	615.339	
14	14	3,300.025	-1,948.352	296.278	-383.244	5,248.377	679.522	
	15	3,366.459	-1,852.061	357.046	-255.587	5,218.520	612.634	
15	15	3,366.459	-1,852.061	357.046	-324.479	5,218.520	681.525	
	16	2,948.086	-1,800.580	428.418	-204.585	4,748.666	633.003	
16	16	2,948.086	-1,800.580	428.418	-280.649	4,748.666	709.067	
	17	2,099.686	-1,867.359	511.999	-170.744	3,967.045	682.743	
17	17	2,099.686	-1,867.561	511.999	-238.356	3,967.247	750.354	
	18	1,609.325	-3,061.489	617.835	-139.603	4,670.814	757.438	
18	18	1,609.325	-3,062.374	628.530	-184.130	4,671.699	812.659	
	19	1,644.248	-5,459.844	786.993	-129.485	7,104.092	916.478	P2
19	19	1,644.248	-5,460.144	786.993	-787.018	7,104.392	1,574.011	P2
	20	1,608.520	-3,063.067	183.983	-628.575	4,671.587	812.559	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
20	20	1,609.329	-3,063.067	183.983	-628.575	4,672.396	812.559	
	21	2,097.556	-1,867.927	238.272	-472.629	3,965.483	710.901	
21	21	2,099.996	-1,867.927	238.272	-511.996	3,967.923	750.268	
	22	2,946.028	-1,800.291	280.609	-372.577	4,746.319	653.187	
22	22	2,948.218	-1,800.550	280.609	-428.415	4,748.768	709.024	
	23	3,365.836	-1,851.598	324.466	-293.185	5,217.434	617.651	
23	23	3,366.647	-1,851.834	324.466	-357.019	5,218.481	681.485	
	24	3,299.830	-1,947.778	383.246	-228.204	5,247.608	611.450	
24	24	3,299.830	-1,947.868	383.246	-296.302	5,247.698	679.549	
	25	2,744.739	-2,107.050	452.810	-175.509	4,851.789	628.319	
25	25	2,744.739	-2,107.079	452.810	-247.020	4,851.818	699.831	
	26	1,693.698	-2,416.977	536.982	-136.332	4,110.675	673.314	
26	26	1,693.698	-2,416.977	536.982	-203.755	4,110.675	740.737	
	27	944.147	-3,600.385	643.401	-103.755	4,544.532	747.157	
27	27	944.147	-3,601.001	656.352	-148.095	4,545.148	804.447	
	28	686.221	-6,115.361	816.166	-90.597	6,801.582	906.763	P3
28	28	686.443	-6,115.361	816.166	-826.494	6,801.804	1,642.660	P3
	29	1,034.721	-3,339.170	110.131	-670.060	4,373.891	780.190	
29	29	1,035.864	-3,339.170	110.131	-670.060	4,375.034	780.190	
	30	1,894.682	-1,990.891	146.511	-513.431	3,885.573	659.942	
30	30	1,897.384	-1,990.891	146.511	-552.459	3,888.275	698.970	
	31	3,066.298	-1,662.584	180.979	-413.185	4,728.882	594.164	
31	31	3,069.039	-1,662.584	180.979	-467.286	4,731.623	648.264	
	32	3,815.637	-1,352.283	220.233	-330.269	5,167.920	550.502	
32	32	3,817.023	-1,352.400	220.233	-391.604	5,169.423	611.837	
	33	4,087.049	-1,071.217	268.516	-258.642	5,158.266	527.157	
33	33	4,087.049	-1,071.217	268.516	-324.910	5,158.266	593.426	
	34	3,859.936	-778.390	327.041	-197.003	4,638.326	524.044	
34	34	3,859.936	-778.390	327.041	-268.583	4,638.326	595.623	
	35	3,130.137	-509.415	394.235	-145.986	3,639.552	540.221	
35	35	3,130.137	-509.415	394.235	-227.484	3,639.552	621.719	
	36	1,865.358	-245.507	475.868	-107.485	2,110.865	583.353	
36	36	1,865.358	-245.507	475.868	-156.905	2,110.865	632.773	
	37	3.223	-3.613	625.258	-60.064	6.836	685.322	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	2.361	-2.142	55.390	-613.881	4.503	669.271	A1
	39	1,792.989	-229.888	154.504	-450.318	2,022.877	604.823	
38	39	1,792.989	-230.410	154.504	-481.996	2,023.399	636.500	
	40	3,072.077	-513.471	226.319	-335.812	3,585.548	562.131	
39	40	3,072.077	-513.536	226.319	-396.869	3,585.613	623.187	
	41	3,809.234	-791.182	266.100	-261.142	4,600.416	527.242	
40	41	3,809.234	-791.196	266.100	-326.833	4,600.430	592.933	
	42	4,037.734	-1,069.813	322.970	-198.334	5,107.547	521.304	
41	42	4,037.734	-1,069.813	322.970	-267.602	5,107.547	590.572	
	43	3,770.530	-1,379.863	390.035	-146.919	5,150.393	536.955	
42	43	3,771.171	-1,380.005	390.035	-219.532	5,151.176	609.567	
	44	3,035.642	-1,663.436	465.412	-107.069	4,699.078	572.482	
43	44	3,037.031	-1,663.436	465.412	-180.774	4,700.467	646.186	
	45	1,881.833	-2,053.564	550.127	-77.521	3,935.397	627.649	
44	45	1,883.326	-2,053.564	550.127	-146.161	3,936.890	696.288	
	46	1,016.442	-3,262.544	657.192	-52.836	4,278.986	710.028	
45	46	1,016.893	-3,262.544	679.203	-109.226	4,279.437	788.428	
	47	681.508	-6,034.605	834.294	-65.375	6,716.113	899.668	P1
46	47	681.508	-6,034.939	834.294	-822.972	6,716.447	1,657.265	P1
	48	921.524	-3,440.196	149.452	-664.321	4,361.720	813.773	
47	48	921.524	-3,442.327	149.452	-664.321	4,363.851	813.773	
	49	1,683.712	-2,391.489	202.834	-498.575	4,075.201	701.409	
48	49	1,683.712	-2,392.458	202.834	-534.101	4,076.170	736.934	
	50	2,713.416	-2,195.436	245.675	-396.000	4,908.852	641.675	
49	50	2,713.416	-2,195.751	245.675	-450.473	4,909.167	696.148	
	51	3,257.456	-1,944.286	294.467	-317.300	5,201.742	611.767	
50	51	3,257.456	-1,944.303	294.467	-381.132	5,201.759	675.600	
	52	3,322.442	-1,848.930	355.123	-254.031	5,171.372	609.154	
51	52	3,322.856	-1,848.930	355.123	-322.631	5,171.786	677.754	
	53	2,911.327	-1,877.485	426.400	-203.118	4,788.812	629.518	
52	53	2,912.536	-1,877.485	426.400	-278.989	4,790.021	705.389	
	54	2,071.023	-1,946.563	509.767	-169.204	4,017.586	678.971	
53	54	2,072.743	-1,946.563	509.767	-237.564	4,019.306	747.331	
	55	1,571.457	-2,948.322	617.801	-139.057	4,519.779	756.858	
54	55	1,572.221	-2,948.322	635.404	-186.850	4,520.543	822.254	
	56	1,627.951	-5,408.665	792.656	-135.929	7,036.616	928.586	P2
55	56	1,628.294	-5,408.719	792.656	-792.671	7,037.013	1,585.328	P2
	57	1,572.887	-2,946.099	186.871	-635.411	4,518.986	822.282	
56	57	1,572.887	-2,948.403	186.871	-635.411	4,521.290	822.282	
	58	2,073.977	-1,946.250	237.460	-473.240	4,020.227	710.700	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
57	58	2,073.977	-1,946.883	237.460	-509.754	4,020.860	747.213	
	59	2,913.825	-1,877.120	278.872	-370.957	4,790.945	649.828	
58	59	2,913.825	-1,877.702	278.872	-426.355	4,791.527	705.226	
	60	3,323.572	-1,848.513	322.556	-291.824	5,172.085	614.380	
59	60	3,323.572	-1,848.838	322.556	-355.131	5,172.410	677.687	
	61	3,257.539	-1,943.943	381.030	-226.933	5,201.482	607.963	
60	61	3,257.885	-1,943.963	381.030	-294.475	5,201.848	675.505	
	62	2,712.370	-2,195.185	450.385	-174.099	4,907.555	624.484	
61	62	2,713.483	-2,195.185	450.385	-245.685	4,908.668	696.071	
	63	1,681.544	-2,391.478	533.973	-135.118	4,073.022	669.091	
62	63	1,683.227	-2,391.478	533.973	-202.843	4,074.705	736.815	
	64	920.762	-3,435.068	642.748	-103.094	4,355.830	745.842	
63	64	921.421	-3,435.068	663.150	-149.607	4,356.489	812.757	
	65	682.935	-6,018.747	821.741	-93.223	6,701.682	914.963	P3
64	65	683.136	-6,018.747	821.741	-832.753	6,701.883	1,654.493	P3
	66	1,018.115	-3,253.892	108.972	-677.553	4,272.007	786.525	
65	66	1,018.115	-3,256.402	108.972	-677.553	4,274.517	786.525	
	67	1,885.593	-2,053.837	146.356	-513.521	3,939.430	659.878	
66	67	1,885.593	-2,053.998	146.356	-549.430	3,939.591	695.787	
	68	3,036.204	-1,663.226	181.061	-410.812	4,699.430	591.873	
67	68	3,036.204	-1,663.444	181.061	-464.719	4,699.648	645.780	
	69	3,765.641	-1,379.255	219.948	-328.497	5,144.896	548.445	
68	69	3,765.641	-1,379.255	219.948	-389.342	5,144.896	609.290	
	70	4,027.241	-1,068.924	268.017	-257.180	5,096.165	525.197	
69	70	4,027.531	-1,069.044	268.017	-322.281	5,096.575	590.298	
	71	3,794.127	-790.114	327.318	-195.192	4,584.241	522.509	
70	71	3,795.234	-790.114	327.318	-265.492	4,585.348	592.810	
	72	3,054.676	-512.413	397.270	-144.029	3,567.089	541.299	
71	72	3,056.567	-512.413	397.270	-225.935	3,568.980	623.205	
	73	1,777.734	-229.574	482.324	-107.589	2,007.308	589.913	
72	73	1,779.719	-229.574	482.324	-154.371	2,009.293	636.695	
	74	3.820	-3.020	612.561	-55.374	6.840	667.935	A2

[풍하중]

< Girder 1 >

부재번호	절점번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
1	1	24.921	-18.564	22.985	-28.656	43.485	51.641	A1
	2	107.438	-76.580	6.824	-9.264	184.018	16.089	
2	2	109.639	-78.042	6.824	-9.264	187.682	16.089	
	3	74.700	-56.152	18.268	-13.764	130.852	32.033	
3	3	76.750	-57.496	18.268	-13.764	134.246	32.033	
	4	54.026	-42.479	15.942	-12.477	96.506	28.420	
4	4	55.308	-43.288	15.942	-12.477	98.596	28.420	
	5	46.139	-37.564	13.356	-10.709	83.703	24.066	
5	5	46.473	-37.720	13.356	-10.754	84.193	24.110	
	6	42.206	-35.266	12.504	-10.146	77.473	22.649	
6	6	42.206	-35.266	12.504	-10.693	77.473	23.196	
	7	36.302	-30.850	12.839	-10.526	67.151	23.366	
7	7	36.302	-30.850	12.839	-10.526	67.151	23.366	
	8	11.386	-10.478	16.612	-13.687	21.864	30.299	
8	8	11.386	-10.478	16.612	-13.687	21.864	30.299	
	9	74.764	-98.063	33.605	-26.700	172.827	60.305	
9	9	75.564	-98.449	84.956	-58.331	174.013	143.287	
	10	417.061	-583.729	109.303	-78.373	1,000.791	187.676	P1
10	10	417.061	-583.729	109.303	-103.994	1,000.791	213.297	P1
	11	62.396	-70.189	56.106	-79.500	132.586	135.606	
11	11	62.396	-70.707	56.106	-79.500	133.103	135.606	
	12	25.991	-16.858	5.729	-7.091	42.849	12.820	
12	12	27.187	-17.949	13.372	-15.857	45.135	29.229	
	13	45.125	-34.398	8.678	-6.789	79.523	15.466	
13	13	46.294	-35.308	10.270	-12.288	81.602	22.558	
	14	46.346	-36.233	12.267	-9.899	82.579	22.167	
14	14	46.928	-36.634	12.267	-12.071	83.562	24.338	
	15	45.840	-36.248	12.506	-10.167	82.089	22.673	
15	15	45.840	-36.248	12.506	-11.932	82.089	24.438	
	16	43.800	-34.709	12.665	-10.356	78.509	23.021	
16	16	43.800	-34.709	12.665	-10.356	78.509	23.021	
	17	24.620	-18.781	15.956	-13.122	43.401	29.078	
17	17	24.620	-18.781	15.956	-13.122	43.401	29.078	
	18	59.377	-75.082	32.021	-25.517	134.459	57.538	
18	18	59.936	-75.137	77.680	-53.663	135.073	131.343	
	19	378.658	-525.000	102.340	-73.878	903.659	176.218	P2
19	19	378.658	-525.000	102.340	-101.253	903.659	203.592	P2
	20	61.319	-78.256	53.184	-76.577	139.575	129.761	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
20	20	61.319	-78.320	53.184	-76.577	139.639	129.761	
	21	20.066	-16.126	5.279	-7.336	36.193	12.615	
21	21	21.415	-17.306	13.255	-16.296	38.721	29.551	
	22	41.088	-32.974	8.423	-6.984	74.062	15.407	
22	22	42.258	-33.881	10.476	-12.985	76.139	23.461	
	23	45.326	-35.635	11.757	-9.774	80.961	21.532	
23	23	45.817	-35.980	11.757	-12.765	81.797	24.523	
	24	47.744	-36.637	11.994	-9.997	84.380	21.991	
24	24	47.744	-36.637	11.994	-12.451	84.380	24.445	
	25	47.727	-35.503	12.331	-10.303	83.230	22.634	
25	25	47.727	-35.503	12.331	-10.303	83.230	22.634	
	26	28.218	-17.879	16.101	-13.494	46.098	29.594	
26	26	28.218	-17.879	16.101	-13.494	46.098	29.594	
	27	63.458	-72.434	32.308	-26.196	135.892	58.505	
27	27	63.878	-72.434	81.001	-56.748	136.313	137.750	
	28	398.113	-539.036	105.837	-77.036	937.149	182.874	P3
28	28	422.450	-594.975	105.837	-109.639	1,017.426	215.476	P3
	29	80.502	-108.908	58.325	-84.902	189.410	143.227	
29	29	80.502	-108.908	58.325	-84.902	189.410	143.227	
	30	3.973	-6.389	7.253	-10.355	10.363	17.608	
30	30	5.764	-7.870	14.313	-17.935	13.635	32.248	
	31	34.677	-29.696	6.320	-5.547	64.373	11.867	
31	31	36.397	-30.982	11.074	-13.985	67.379	25.059	
	32	46.177	-37.059	10.028	-8.612	83.235	18.640	
32	32	47.199	-37.783	10.551	-13.328	84.982	23.879	
	33	54.283	-41.676	10.450	-8.962	95.959	19.412	
33	33	54.341	-41.699	10.982	-13.899	96.040	24.881	
	34	64.886	-48.190	9.636	-8.355	113.077	17.991	
34	34	64.886	-48.190	12.609	-16.179	113.077	28.788	
	35	86.388	-62.487	7.118	-6.556	148.875	13.674	
35	35	86.388	-62.487	13.742	-18.212	148.875	31.954	
	36	117.628	-82.155	4.840	-5.245	199.784	10.085	
36	36	117.628	-82.155	10.125	-7.245	199.784	17.370	
	37	27.990	-20.766	29.985	-23.625	48.756	53.610	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	2.405	-1.609	30.893	-23.930	4.014	54.823	A1
	39	67.094	-88.946	11.481	-7.824	156.039	19.305	
38	39	67.094	-88.946	11.481	-7.824	156.039	19.305	
	40	48.572	-62.007	12.718	-16.110	110.579	28.827	
39	40	48.572	-62.007	12.718	-16.110	110.579	28.827	
	41	37.307	-47.240	11.386	-13.860	84.547	25.246	
40	41	37.307	-47.240	11.694	-13.860	84.547	25.555	
	42	36.229	-46.704	9.555	-11.333	82.933	20.888	
41	42	36.229	-46.704	12.767	-11.333	82.933	24.100	
	43	39.574	-52.151	8.904	-10.496	91.725	19.400	
42	43	40.329	-53.310	12.734	-10.496	93.639	23.231	
	44	43.015	-58.289	9.146	-10.760	101.304	19.906	
43	44	44.694	-60.939	9.302	-10.760	105.633	20.062	
	45	32.960	-48.371	12.153	-14.436	81.330	26.589	
44	45	35.333	-52.206	12.153	-14.436	87.539	26.589	
	46	42.813	-39.280	24.978	-31.263	82.092	56.242	
45	46	42.813	-39.280	56.578	-82.544	82.092	139.121	
	47	506.108	-365.247	76.459	-106.788	871.355	183.247	P1
46	47	506.108	-365.247	103.841	-106.788	871.355	210.629	P1
	48	52.977	-41.509	79.470	-55.516	94.485	134.986	
47	48	55.828	-43.232	79.470	-55.516	99.060	134.986	
	49	32.188	-39.578	7.138	-5.289	71.766	12.427	
48	49	32.188	-39.578	15.835	-12.901	71.766	28.736	
	50	44.699	-54.566	7.069	-8.532	99.265	15.602	
49	50	44.699	-54.566	12.411	-9.980	99.265	22.391	
	51	43.293	-53.463	9.994	-11.960	96.756	21.954	
50	51	43.293	-53.463	12.347	-11.960	96.756	24.307	
	52	42.317	-53.297	10.068	-12.022	95.614	22.090	
51	52	42.605	-53.681	12.439	-12.022	96.286	24.461	
	53	42.363	-54.928	10.036	-11.933	97.292	21.970	
52	53	43.540	-56.739	10.036	-11.933	100.279	21.970	
	54	30.753	-42.993	12.578	-14.971	73.746	27.549	
53	54	32.604	-45.957	12.578	-14.971	78.561	27.549	
	55	45.475	-40.112	24.716	-30.705	85.587	55.421	
54	55	45.475	-40.112	52.840	-76.312	85.587	129.152	
	56	479.323	-348.476	72.813	-100.683	827.799	173.496	P2
55	56	479.323	-348.476	99.748	-100.683	827.799	200.431	P2
	57	46.301	-39.874	75.377	-52.460	86.175	127.837	
56	57	49.208	-41.646	75.377	-52.460	90.854	127.837	
	58	31.236	-42.448	6.382	-4.777	73.684	11.159	

부재 번호	절점 번호	모 멘 트		전 단 력		피로하중 작용범위		비 고
		Max	Min	Max	Min	모멘트	전단력	
57	58	31.236	-42.448	15.311	-12.741	73.684	28.051	
	59	43.004	-54.950	7.234	-9.062	97.954	16.296	
58	59	43.004	-54.950	12.301	-10.207	97.954	22.508	
	60	42.837	-53.509	9.766	-12.069	96.347	21.835	
59	60	42.837	-53.509	12.464	-12.069	96.347	24.533	
	61	43.817	-54.160	9.697	-11.903	97.977	21.601	
60	61	44.258	-54.819	12.541	-11.903	99.077	24.445	
	62	45.614	-56.572	9.713	-11.832	102.186	21.545	
61	62	46.921	-58.632	9.713	-11.832	105.553	21.545	
	63	34.127	-44.150	12.577	-15.118	78.277	27.695	
62	63	36.064	-47.296	12.577	-15.118	83.360	27.695	
	64	44.761	-37.821	24.952	-30.831	82.583	55.783	
63	64	44.761	-37.821	55.466	-79.436	82.583	134.902	
	65	493.827	-359.056	75.440	-103.808	852.883	179.248	P3
64	65	493.899	-359.167	104.703	-103.808	853.066	208.512	P3
	66	36.948	-35.724	80.460	-55.592	72.672	136.051	
65	66	40.477	-37.886	80.460	-55.592	78.363	136.051	
	67	34.462	-49.943	6.337	-4.817	84.405	11.154	
66	67	34.462	-49.943	13.837	-11.840	84.405	25.677	
	68	42.314	-55.794	7.680	-9.900	98.108	17.581	
67	68	42.314	-55.794	10.371	-9.900	98.108	20.271	
	69	36.779	-46.038	10.416	-13.113	82.817	23.529	
68	69	36.779	-46.038	10.416	-13.113	82.817	23.529	
	70	31.528	-37.341	10.430	-13.026	68.869	23.456	
69	70	31.528	-37.341	11.325	-13.026	68.869	24.350	
	71	31.492	-36.193	9.469	-11.660	67.685	21.128	
70	71	32.399	-37.526	14.164	-11.660	69.925	25.824	
	72	42.688	-51.246	7.300	-8.563	93.934	15.863	
71	72	44.586	-54.159	16.801	-13.013	98.745	29.814	
	73	62.793	-81.514	5.608	-5.677	144.307	11.285	
72	73	65.145	-85.255	7.586	-10.913	150.400	18.498	
	74	2.997	-1.946	23.610	-30.226	4.943	53.836	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	736.917	1,018.157	710.937	1,340.213	82.098	40.475	절점 1 에서 2.50 M
G2	711.718	1,006.227	825.441	1,311.860	45.976	39.930	절점 38 에서 2.47 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-280.656	-351.711	-263.169	-540.017	-17.534	-16.262	절점 1 에서 2.50 M
G2	-273.551	-350.254	-307.713	-534.535	-14.698	-16.182	절점 38 에서 2.47 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-75.641	-62.161	102.082	-553.416	-76.177	-2.773	절점 1 에서 2.50 M
G2	-74.121	-57.989	148.933	-560.385	-220.530	-3.136	절점 38 에서 2.47 M

[단면 - 2]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,794.374	3,494.650	2,701.474	4,146.164	65.096	271.934	절점 4 에서 2.50 M
G2	2,780.857	3,496.021	2,869.624	4,106.898	48.065	271.099	절점 41 에서 2.47 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-4.927	2.456	2.176	-306.186	-1.138	-16.183	절점 4 에서 2.50 M
G2	-4.152	3.185	3.238	-306.242	-0.258	-16.258	절점 41 에서 2.47 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-18.398	-15.319	22.328	-304.138	-26.655	-5.340	절점 4 에서 2.50 M
G2	-18.354	-14.893	33.556	-353.931	-33.899	-5.517	절점 41 에서 2.47 M

[단면 - 3]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,777.031	3,483.371	2,692.634	4,104.858	64.074	256.161	절점 4 에서 1.52 M
G2	2,764.572	3,485.235	2,859.400	4,065.200	45.797	255.420	절점 41 에서 1.51 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-25.127	-19.426	-15.364	-339.729	-3.307	-16.183	절점 4 에서 1.52 M
G2	-24.140	-19.227	-18.347	-339.510	-3.742	-16.258	절점 41 에서 1.51 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-18.398	-15.147	4.298	-304.138	-26.655	-5.340	절점 4 에서 1.52 M
G2	-18.354	-11.838	71.041	-381.421	-33.899	-5.517	절점 41 에서 1.51 M

[단면 - 4]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-787.190	-872.228	-990.241	-2,417.429	-17.949	-221.145	절점 12 에서 0.00 M
G2	-783.721	-853.056	-860.137	-2,392.458	-36.544	-221.705	절점 49 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-276.248	-359.355	-280.988	-536.920	-15.857	-30.392	절점 12 에서 0.00 M
G2	-277.227	-362.608	-302.549	-534.101	-12.901	-31.090	절점 49 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-20.869	0.005	170.385	403.195	68.918	5.565	절점 12 에서 0.00 M
G2	-23.045	-5.787	82.373	-522.240	-231.903	-13.190	절점 49 에서 0.00 M

[단면 - 5]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-2,375.281	-3,052.472	-2,571.568	-3,598.191	-70.707	-363.989	절점 11 에서 0.00 M
G2	-2,363.109	-3,042.393	-2,670.154	-3,442.327	-43.232	-376.626	절점 48 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-355.898	-514.254	-361.695	-643.120	-31.608	-29.406	절점 11 에서 0.00 M
G2	-366.287	-535.472	-481.387	-664.321	-55.516	-35.677	절점 48 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	3.585	20.499	129.899	422.269	144.718	4.967	절점 11 에서 0.00 M
G2	-23.045	9.849	274.276	384.230	149.174	5.658	절점 48 에서 0.00 M

[단면 - 6]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-4,373.156	-5,957.981	-4,313.944	-6,113.745	-594.975	-491.802	절점 28 에서 0.00 M
G2	-4,366.260	-6,075.661	-5,317.604	-6,034.939	-364.906	-552.638	절점 47 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-496.519	-730.467	-455.106	-826.494	-109.639	-6.920	절점 28 에서 0.00 M
G2	503.947	766.673	654.047	834.294	76.459	16.672	절점 47 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-50.408	-41.739	11.392	-560.231	-130.043	-14.767	절점 28 에서 0.00 M
G2	1.598	28.752	212.040	422.585	123.280	5.027	절점 47 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	928.739	1,205.985	726.550	3,336.169	59.980	207.936	절점 24 에서 1.52 M
G2	922.494	1,215.718	904.100	3,303.660	54.596	206.665	절점 61 에서 1.51 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	115.843	146.323	123.396	356.335	3.862	30.632	절점 24 에서 1.52 M
G2	117.588	146.974	120.177	354.417	5.107	30.855	절점 61 에서 1.51 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	23.561	17.473	-64.080	-287.706	-37.922	-4.646	절점 24 에서 1.52 M
G2	24.354	20.199	-22.389	354.170	87.590	8.700	절점 61 에서 1.51 M

[단면 - 8]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-1,125.110	-1,498.975	-1,144.002	-3,062.170	-78.320	-440.040	절점 20 에서 0.00 M
G2	-1,116.474	-1,491.224	-1,229.830	-2,948.322	-40.112	-452.452	절점 55 에서 0.00 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-281.752	-426.062	-281.886	-617.858	-32.036	-26.309	절점 20 에서 0.00 M
G2	289.071	442.567	390.480	635.404	52.840	32.623	절점 55 에서 0.00 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-26.983	-7.315	71.714	506.171	76.472	7.847	절점 20 에서 0.00 M
G2	28.181	-2.906	-269.301	-384.292	-143.790	-7.895	절점 55 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	-2,748.133	-3,971.059	-2,510.395	-5,460.144	-522.553	-490.858	절점 19 에서 0.00 M
G2	-2,730.953	-4,065.789	-3,428.527	-5,408.665	-348.476	-550.963	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	-363.634	-572.704	-318.671	-787.018	-101.253	-22.741	절점 19 에서 0.00 M
G2	365.376	600.478	500.972	792.656	72.813	32.623	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	15.835	2.140	-24.891	-521.388	-117.985	-4.449	절점 19 에서 0.00 M
G2	-15.193	8.636	202.506	415.538	115.627	4.879	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	-	-	-	-	-	-	절점 1 에서 2.50 M
G2	1,033.415	1,409.959	1,182.337	1,787.724	60.994	59.591	절점 38 에서 3.69 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-	-	-	-	-	-	절점 1 에서 2.50 M
G2	-255.314	-316.580	-280.516	-487.627	-10.148	-16.182	절점 38 에서 3.69 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-	-	-	-	-	-	절점 1 에서 2.50 M
G2	-74.121	-61.837	101.706	-539.456	-220.530	-3.136	절점 38 에서 3.69 M

[현장이음 - 1]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,884.687	2,442.202	1,835.528	2,965.152	100.112	120.785	절점 2 에서 3.12 M
G2	1,858.939	2,435.856	2,026.787	2,917.140	64.940	120.092	절점 39 에서 3.10 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-184.773	-223.701	-186.721	-410.181	-6.718	-16.111	절점 2 에서 3.12 M
G2	-192.067	-229.740	-184.273	-415.207	-7.624	-16.332	절점 39 에서 3.10 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-80.472	-66.785	109.383	-559.997	-118.085	-3.739	절점 2 에서 3.12 M
G2	-80.009	-65.471	123.938	-575.336	-201.993	-4.010	절점 39 에서 3.10 M

[현장이음 - 2]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,747.809	3,452.153	2,670.425	4,034.358	59.547	241.601	절점 4 에서 0.62 M
G2	2,736.574	3,454.329	2,832.852	3,995.091	40.770	240.944	절점 41 에서 0.62 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-39.023	-44.873	-31.557	-372.227	-6.782	-16.183	절점 4 에서 0.62 M
G2	-37.935	-45.065	-38.274	-371.847	-7.094	-16.258	절점 41 에서 0.62 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-18.398	-14.987	-12.346	-304.138	-26.655	-5.340	절점 4 에서 0.62 M
G2	-18.354	-9.019	105.650	-410.259	-33.899	-5.517	절점 41 에서 0.62 M

[현장이음 - 3]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,150.729	2,715.645	2,021.445	3,756.544	46.412	403.105	절점 6 에서 0.62 M
G2	2,139.720	2,718.301	2,182.759	3,713.119	45.143	401.379	절점 43 에서 0.62 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	163.075	192.955	168.736	364.513	6.520	11.818	절점 6 에서 0.62 M
G2	165.167	193.841	162.647	363.762	9.808	11.903	절점 43 에서 0.62 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	43.449	38.140	-87.318	398.206	58.365	10.594	절점 6 에서 0.62 M
G2	44.587	43.595	3.748	386.196	121.537	10.720	절점 43 에서 0.62 M

[현장이음 - 4]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	382.869	594.508	234.399	2,445.136	33.189	522.210	절점 7 에서 3.12 M
G2	380.956	608.848	382.972	2,427.377	47.903	523.553	절점 44 에서 3.09 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	308.578	373.281	309.297	502.081	7.658	11.562	절점 7 에서 3.12 M
G2	309.781	375.776	322.769	500.316	4.813	12.159	절점 44 에서 3.09 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	60.186	48.697	-80.063	451.919	84.110	15.603	절점 7 에서 3.12 M
G2	62.134	46.594	-147.429	533.441	199.222	15.755	절점 44 에서 3.09 M

[현장이음 - 5]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-2,358.429	-3,066.835	-2,497.427	-3,610.189	-153.418	-461.898	절점 9 에서 0.62 M
G2	-2,343.354	-3,068.391	-2,705.518	-3,545.904	-73.392	-480.595	절점 46 에서 0.62 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	425.103	592.809	375.347	687.389	87.988	7.049	절점 9 에서 0.62 M
G2	434.417	628.514	557.375	697.469	59.055	16.672	절점 46 에서 0.62 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	40.435	29.760	-101.181	577.871	131.032	12.755	절점 9 에서 0.62 M
G2	42.931	35.696	-27.991	581.086	203.268	13.172	절점 46 에서 0.62 M

[현장이음 - 6]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-2,605.527	-3,378.015	-2,766.189	-3,861.123	-121.758	-379.978	절점 10 에서 4.37 M
G2	-2,595.178	-3,384.648	-2,973.655	-3,711.504	-77.296	-398.504	절점 47 에서 4.32 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-368.550	-521.573	-313.822	-673.995	-82.561	-25.805	절점 10 에서 4.37 M
G2	-376.067	-555.204	-495.193	-682.944	-58.012	-35.677	절점 47 에서 4.32 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	3.585	20.610	118.345	431.261	144.718	4.967	절점 10 에서 4.37 M
G2	1.598	15.070	44.117	454.200	123.280	5.027	절점 47 에서 4.32 M

[현장이음 - 7]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-296.239	-259.628	-498.751	-2,282.195	-35.137	-204.496	절점 12 에서 1.87 M
G2	-296.605	-242.643	-342.628	-2,318.614	-56.460	-204.403	절점 49 에서 1.85 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-250.802	-300.994	-247.260	-482.413	-6.656	-30.392	절점 12 에서 1.87 M
G2	-252.047	-303.544	-261.115	-479.859	-5.411	-31.090	절점 49 에서 1.85 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-29.731	-15.176	83.900	390.500	67.482	4.994	절점 12 에서 1.87 M
G2	-31.029	-12.538	150.088	317.458	113.531	5.112	절점 49 에서 1.85 M

[현장이음 - 8]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,024.392	1,321.010	826.070	3,363.602	52.090	182.920	절점 13 에서 4.37 M
G2	1,018.701	1,329.958	997.753	3,330.885	47.918	181.768	절점 50 에서 4.32 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-101.907	-121.025	-107.331	-334.049	-7.379	-30.629	절점 13 에서 4.37 M
G2	-103.690	-121.312	-100.417	-332.259	-8.915	-30.853	절점 50 에서 4.32 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-23.550	-17.621	80.905	-353.237	-37.064	-8.522	절점 13 에서 4.37 M
G2	-24.211	-22.815	-11.814	-334.852	-87.338	-8.633	절점 50 에서 4.32 M

[현장이음 - 9]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,240.901	1,599.652	1,084.556	3,347.865	51.164	259.545	절점 15 에서 0.62 M
G2	1,233.374	1,605.999	1,251.578	3,305.537	47.200	258.105	절점 52 에서 0.62 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	32.715	32.041	24.728	313.266	7.306	27.531	절점 15 에서 0.62 M
G2	33.963	31.728	18.059	312.231	9.391	27.758	절점 52 에서 0.62 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	12.011	3.771	-90.252	-268.444	-40.332	-5.971	절점 15 에서 0.62 M
G2	11.985	8.097	1.629	335.904	81.368	9.015	절점 52 에서 0.62 M

[현장이음 - 10]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	451.133	685.722	375.923	2,460.147	44.911	487.112	절점 16 에서 3.12 M
G2	446.221	697.076	523.963	2,436.038	46.335	488.166	절점 53 에서 3.09 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	178.012	212.139	165.626	462.024	6.725	27.273	절점 16 에서 3.12 M
G2	178.758	213.861	177.816	460.210	5.088	28.015	절점 53 에서 3.09 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	25.179	10.028	-87.138	-392.046	-71.956	-6.819	절점 16 에서 3.12 M
G2	25.714	6.404	-154.411	-318.412	-109.466	-6.962	절점 53 에서 3.09 M

[현장이음 - 11]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-1,309.740	-1,770.933	-1,292.462	-3,309.021	-125.599	-446.261	절점 18 에서 0.62 M
G2	-1,300.876	-1,776.470	-1,477.595	-3,205.260	-72.468	-464.658	절점 55 에서 0.62 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	295.640	435.913	239.778	647.117	80.762	22.664	절점 18 에서 0.62 M
G2	298.482	462.314	404.297	653.967	55.338	32.623	절점 55 에서 0.62 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	15.835	2.914	-105.789	-425.044	-117.985	-4.449	절점 18 에서 0.62 M
G2	16.040	6.133	-33.894	536.330	175.459	9.579	절점 55 에서 0.62 M

[현장이음 - 12]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-1,310.039	-1,771.304	-1,292.586	-3,309.600	-128.007	-446.363	절점 19 에서 4.37 M
G2	-1,300.034	-1,775.250	-1,476.336	-3,205.024	-73.775	-464.314	절점 56 에서 4.32 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-295.922	-436.291	-239.985	-647.155	-79.661	-22.741	절점 19 에서 4.37 M
G2	-298.348	-462.162	-404.333	-653.960	-54.955	-32.577	절점 56 에서 4.32 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-15.503	-2.526	106.090	424.882	114.375	4.556	절점 19 에서 4.37 M
G2	-15.193	-5.046	34.591	-536.533	-178.686	-9.967	절점 56 에서 4.32 M

[현장이음 - 13]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	451.886	686.876	377.237	2,460.418	42.304	487.079	절점 21 에서 1.87 M
G2	447.157	698.462	525.433	2,437.626	45.297	488.093	절점 58 에서 1.85 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-178.095	-212.263	-165.753	-462.010	-7.026	-27.292	절점 21 에서 1.87 M
G2	-178.816	-213.947	-177.922	-460.183	-5.249	-28.026	절점 58 에서 1.85 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-25.061	-9.877	87.418	392.091	72.065	6.866	절점 21 에서 1.87 M
G2	-25.717	-6.412	154.571	318.524	109.647	6.993	절점 58 에서 1.85 M

[현장이음 - 14]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,242.275	1,601.763	1,086.837	3,348.018	50.739	259.452	절점 22 에서 4.37 M
G2	1,234.669	1,608.010	1,253.847	3,306.349	47.321	258.038	절점 59 에서 4.32 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-32.791	-32.158	-24.846	-313.240	-7.243	-27.544	절점 22 에서 4.37 M
G2	-34.025	-31.822	-18.177	-312.164	-9.024	-27.772	절점 59 에서 4.32 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-11.883	-3.609	90.564	268.559	40.384	6.010	절점 22 에서 4.37 M
G2	-12.144	-8.314	-1.643	-336.382	-81.557	-9.040	절점 59 에서 4.32 M

[현장이음 - 15]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,026.256	1,323.878	829.170	3,363.400	53.270	183.164	절점 24 에서 0.62 M
G2	1,020.412	1,332.628	1,000.729	3,330.798	49.052	181.978	절점 61 에서 0.62 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	101.805	120.881	107.208	334.026	7.430	30.632	절점 24 에서 0.62 M
G2	103.633	121.228	100.287	332.176	9.494	30.855	절점 61 에서 0.62 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	23.561	17.632	-80.721	353.104	37.435	8.538	절점 24 에서 0.62 M
G2	24.354	23.013	12.154	334.753	87.590	8.700	절점 61 에서 0.62 M

[현장이음 - 16]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-293.795	-255.881	-495.044	-2,242.721	-35.252	-204.724	절점 25 에서 3.12 M
G2	-294.599	-239.453	-338.659	-2,317.829	-62.736	-204.661	절점 62 에서 3.09 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	250.724	300.879	247.205	482.474	6.800	30.388	절점 25 에서 3.12 M
G2	251.989	303.459	260.942	479.744	5.089	31.099	절점 62 에서 3.09 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	29.821	15.312	-83.708	-390.441	-67.687	-4.949	절점 25 에서 3.12 M
G2	31.172	12.741	-149.903	-317.249	-113.670	-5.108	절점 62 에서 3.09 M

[현장이음 - 17]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-2,604.848	-3,376.448	-2,765.351	-3,864.422	-124.794	-379.818	절점 27 에서 0.62 M
G2	-2,590.568	-3,378.040	-2,965.320	-3,703.257	-71.688	-398.969	절점 64 에서 0.62 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	370.184	523.669	315.657	675.005	84.106	25.641	절점 27 에서 0.62 M
G2	374.309	552.928	493.143	681.782	57.964	35.845	절점 64 에서 0.62 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-7.437	-25.537	-122.376	-432.127	-146.335	-5.131	절점 27 에서 0.62 M
G2	-5.284	-19.800	-48.234	-454.686	-122.401	-5.126	절점 64 에서 0.62 M

[현장이음 - 18]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-2,359.518	-3,067.763	-2,499.167	-3,612.473	-163.868	-461.538	절점 28 에서 4.37 M
G2	-2,337.914	-3,060.932	-2,696.485	-3,538.604	-71.542	-481.085	절점 65 에서 4.32 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-426.118	-594.019	-376.400	-688.353	-87.982	-6.920	절점 28 에서 4.37 M
G2	-432.725	-626.250	-555.346	-695.813	-58.067	-16.831	절점 65 에서 4.32 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-50.408	-42.513	92.297	-583.743	-130.043	-14.767	절점 28 에서 4.37 M
G2	-53.948	-49.858	17.705	-589.696	-203.907	-15.180	절점 65 에서 4.32 M

[현장이음 - 19]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	382.092	593.311	233.066	2,444.276	29.870	522.190	절점 30 에서 1.87 M
G2	381.417	609.243	384.631	2,428.712	46.489	523.951	절점 67 에서 1.85 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-308.333	-372.884	-309.061	-502.292	-8.810	-11.549	절점 30 에서 1.87 M
G2	-309.364	-375.152	-322.048	-499.782	-4.499	-12.202	절점 67 에서 1.85 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-73.911	-66.280	67.516	-463.956	-81.256	-18.120	절점 30 에서 1.87 M
G2	-76.086	-64.527	134.048	-546.594	-196.345	-18.352	절점 67 에서 1.85 M

[현장이음 - 20]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,148.192	2,711.557	2,017.896	3,756.468	50.574	403.258	절점 31 에서 4.37 M
G2	2,136.991	2,714.068	2,179.494	3,708.263	41.718	401.249	절점 68 에서 4.32 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-162.818	-192.535	-168.369	-364.755	-6.160	-11.807	절점 31 에서 4.37 M
G2	-164.807	-193.298	-162.111	-363.039	-10.190	-11.944	절점 68 에서 4.32 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	-56.948	-55.444	74.806	-409.454	-55.209	-13.057	절점 31 에서 4.37 M
G2	-58.514	-61.520	-17.438	-398.278	-118.242	-13.318	절점 68 에서 4.32 M

[현장이음 - 21]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	2,744.108	3,445.700	2,664.284	4,038.133	69.076	241.803	절점 33 에서 4.37 M
G2	2,730.165	3,444.568	2,824.493	3,983.259	35.876	240.563	절점 70 에서 4.32 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	39.127	45.085	31.756	371.944	6.706	16.194	절점 33 에서 4.37 M
G2	38.186	45.399	38.634	372.353	7.105	16.311	절점 70 에서 4.32 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	11.501	6.002	6.779	-352.700	-24.457	-3.999	절점 33 에서 4.37 M
G2	11.173	-0.426	-112.384	-253.683	-29.015	-4.241	절점 70 에서 4.32 M

[현장이음 - 22]

[BENDING MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	1,883.405	2,439.026	1,831.791	2,970.523	109.420	120.852	절점 35 에서 1.87 M
G2	1,851.054	2,424.024	2,017.220	2,902.537	61.473	119.858	절점 72 에서 1.85 M

[SHEAR FORCE]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	184.069	222.700	185.988	409.832	6.602	16.150	절점 35 에서 1.87 M
G2	192.753	230.607	185.030	415.713	8.343	16.353	절점 72 에서 1.85 M

[TORSION MOMENT]

거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활하중	풍 하 중	지점침하	비 고
	Steel+Half	슬래브					
G1	89.098	77.977	-98.618	568.309	120.856	4.698	절점 35 에서 1.87 M
G2	89.093	77.092	-113.743	585.997	204.797	5.006	절점 72 에서 1.85 M

7) 반력 집계

(1) G1 최대인 경우

・DB 하중

[1차선 재하]

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	508.221	-35.490	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,647.330	1,001.022	75
G2	275.985	453.818	428.700	5.160	-40.085	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,218.210	1,077.257	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	541.757	-44.569	219.716	-265.206	25.627	-16.992	3,683.944	2,812.538	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	59.732	-38.884	263.604	-218.603	59.567	-73.891	4,083.841	3,610.665	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	539.706	-58.165	203.762	-245.987	25.594	-29.376	3,036.514	2,158.799	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	35.015	-53.267	244.023	-202.135	59.636	-93.581	3,302.249	2,837.671	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	542.024	-44.067	219.708	-265.187	25.068	-16.825	3,702.712	2,832.281	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	56.403	-39.399	261.790	-217.000	60.162	-75.209	4,057.902	3,587.333	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	352.962	505.714	248.491	509.673	-35.888	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,666.008	1,017.231	79
G2	270.576	446.112	422.038	5.059	-42.815	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,198.592	1,054.381	84

[2차선 재하]

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	690.617	-61.566	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,829.726	974.946	75
G2	275.985	453.818	428.700	241.921	-39.820	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,454.971	1,077.521	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	740.929	-78.122	219.716	-265.206	25.627	-16.992	3,883.116	2,778.984	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	346.151	-77.578	263.604	-218.603	59.567	-73.891	4,370.260	3,571.970	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	732.211	-103.264	203.762	-245.987	25.594	-29.376	3,229.020	2,113.700	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	312.962	-104.557	244.023	-202.135	59.636	-93.581	3,580.195	2,786.380	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	742.264	-77.271	219.708	-265.187	25.068	-16.825	3,902.951	2,799.077	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	341.981	-78.455	261.790	-217.000	60.162	-75.209	4,343.479	3,548.276	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	352.962	505.714	248.491	693.333	-62.351	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,849.669	990.768	79
G2	270.576	446.112	422.038	239.136	-42.472	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,432.669	1,054.725	84

・DL 하중

[1차선 재하]

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	535.570	-46.289	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,674.679	990.224	75
G2	275.985	453.818	428.700	6.191	-58.041	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,219.241	1,059.301	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	1,027.628	-54.153	219.716	-265.206	25.627	-16.992	4,169.814	2,802.954	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	96.881	-46.998	263.604	-218.603	59.567	-73.891	4,120.991	3,602.550	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	983.605	-122.726	203.762	-245.987	25.594	-29.376	3,480.414	2,094.238	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	68.663	-109.252	244.023	-202.135	59.636	-93.581	3,335.897	2,781.685	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	1,029.512	-53.544	219.708	-265.187	25.068	-16.825	4,190.200	2,822.805	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	93.911	-47.574	261.790	-217.000	60.162	-75.209	4,095.409	3,579.158	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	352.962	505.714	248.491	538.128	-46.792	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,694.463	1,006.328	79
G2	270.576	446.112	422.038	6.074	-61.317	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,199.606	1,035.879	84

[2차선 재하]

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	731.121	-79.730	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,870.230	956.783	75
G2	275.985	453.818	428.700	233.980	-58.114	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,447.030	1,059.228	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	1,418.618	-93.761	219.716	-265.206	25.627	-16.992	4,560.804	2,763.346	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	663.945	-92.233	263.604	-218.603	59.567	-73.891	4,688.055	3,557.316	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	1,349.820	-214.699	203.762	-245.987	25.594	-29.376	3,846.628	2,002.265	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	601.233	-214.265	244.023	-202.135	59.636	-93.581	3,868.466	2,676.673	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	1,422.370	-92.744	219.708	-265.187	25.068	-16.825	4,583.058	2,783.604	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	658.816	-93.295	261.790	-217.000	60.162	-75.209	4,660.314	3,533.437	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	352.962	505.714	248.491	735.865	-80.740	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,892.200	972.379	79
G2	270.576	446.112	422.038	231.332	-60.800	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,424.864	1,036.397	84

(2) G2 최대인 경우

・DB 하중

[1차선 재하]

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	9.436	-25.668	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,148.545	1,010.844	75
G2	275.985	453.818	428.700	495.354	-20.847	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,708.404	1,096.494	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	38.885	-33.628	219.716	-265.206	25.627	-16.992	3,181.072	2,823.479	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	543.836	-47.197	263.604	-218.603	59.567	-73.891	4,567.946	3,602.351	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	21.868	-46.290	203.762	-245.987	25.594	-29.376	2,518.677	2,170.674	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	541.591	-61.329	244.023	-202.135	59.636	-93.581	3,808.824	2,829.609	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	42.150	-33.301	219.708	-265.187	25.068	-16.825	3,202.838	2,843.047	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	543.584	-47.543	261.790	-217.000	60.162	-75.209	4,545.083	3,579.189	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	352.962	505.714	248.491	11.184	-26.128	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,167.520	1,026.991	79
G2	270.576	446.112	422.038	493.779	-20.455	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,687.311	1,076.742	84

[2차선 재하]

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	268.993	-53.346	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,408.102	983.166	75
G2	275.985	453.818	428.700	666.728	-34.773	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,879.778	1,082.569	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	318.639	-68.979	219.716	-265.206	25.627	-16.992	3,460.825	2,788.127	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	752.247	-84.519	263.604	-218.603	59.567	-73.891	4,776.356	3,565.030	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	295.532	-93.334	203.762	-245.987	25.594	-29.376	2,792.341	2,123.630	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	738.379	-111.306	244.023	-202.135	59.636	-93.581	4,005.613	2,779.632	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	322.451	-68.275	219.708	-265.187	25.068	-16.825	3,483.138	2,808.073	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	750.657	-85.255	261.790	-217.000	60.162	-75.209	4,752.155	3,541.477	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	352.962	505.714	248.491	273.920	-54.183	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,430.255	998.936	79
G2	270.576	446.112	422.038	663.877	-34.047	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,857.410	1,063.149	84

・DL 하중

[1차선 재하]

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	15.452	-33.324	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,154.562	1,003.188	75
G2	275.985	453.818	428.700	493.540	-26.762	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,706.590	1,090.579	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	62.427	-40.851	219.716	-265.206	25.627	-16.992	3,204.613	2,816.255	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	1,039.866	-56.862	263.604	-218.603	59.567	-73.891	5,063.975	3,592.686	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	42.981	-94.574	203.762	-245.987	25.594	-29.376	2,539.790	2,122.390	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	991.141	-128.152	244.023	-202.135	59.636	-93.581	4,258.374	2,762.786	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	65.501	-40.535	219.708	-265.187	25.068	-16.825	3,226.188	2,835.813	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	1,037.178	-57.279	261.790	-217.000	60.162	-75.209	5,038.676	3,569.453	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	352.962	505.714	248.491	19.350	-33.850	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,175.685	1,019.270	79
G2	270.576	446.112	422.038	490.423	-26.246	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,683.955	1,070.950	84

[2차선 재하]

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	294.711	-68.860	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,433.820	967.653	75
G2	275.985	453.818	428.700	654.336	-44.607	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,867.386	1,072.735	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	608.499	-81.766	219.716	-265.206	25.627	-16.992	3,750.686	2,775.340	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	1,455.571	-101.086	263.604	-218.603	59.567	-73.891	5,479.680	3,548.462	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	560.478	-190.743	203.762	-245.987	25.594	-29.376	3,057.286	2,026.221	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	1,375.433	-230.352	244.023	-202.135	59.636	-93.581	4,642.667	2,660.586	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	613.254	-80.924	219.708	-265.187	25.068	-16.825	3,773.941	2,795.424	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	1,450.662	-101.971	261.790	-217.000	60.162	-75.209	5,452.160	3,524.760	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	352.962	505.714	248.491	301.039	-69.965	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,457.374	983.154	79
G2	270.576	446.112	422.038	648.884	-43.688	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,842.416	1,053.508	84

(3) 최대 반력 집계

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	731.121	-79.730	64.286	-76.786	17.012	-15.048	1,870.230	956.783	75
G2	275.985	453.818	428.700	666.728	-58.114	78.247	-64.936	15.424	-8.694	1,879.778	1,059.228	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	1,418.618	-93.761	219.716	-265.206	25.627	-16.992	4,560.804	2,763.346	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	1,455.571	-101.086	263.604	-218.603	59.567	-73.891	5,479.680	3,548.462	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	1,349.820	-214.699	203.762	-245.987	25.594	-29.376	3,846.628	2,002.265	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	1,375.433	-230.352	244.023	-202.135	59.636	-93.581	4,642.667	2,660.586	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	1,422.370	-92.744	219.708	-265.187	25.068	-16.825	4,583.058	2,783.604	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	1,450.662	-101.971	261.790	-217.000	60.162	-75.209	5,452.160	3,524.760	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	352.962	505.714	248.491	735.865	-80.740	64.679	-77.587	16.829	-15.254	1,892.200	972.379	79
G2	270.576	446.112	422.038	663.877	-61.317	78.275	-64.915	15.669	-9.072	1,857.410	1,035.879	84

(4) 하부 설계시 작용반력

< A1 >

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	348.018	499.377	242.559	731.121	-79.730	535.570	-46.289	15.452	-33.324	1,870.230	956.783	75
G2	275.985	453.818	428.700	233.980	-58.114	6.191	-58.041	493.540	-26.762	1,879.778	1,059.228	80

< P1 >

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	933.510	1,354.744	718.447	1,418.618	-93.761	1,027.628	-54.153	62.427	-40.851	4,560.804	2,763.346	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	663.945	-92.233	96.881	-46.998	1,039.866	-56.862	5,479.680	3,548.462	81

< P2 >

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	730.005	1,118.599	520.730	1,349.820	-214.699	983.605	-122.726	42.981	-94.574	3,846.628	2,002.265	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	601.233	-214.265	68.663	-109.252	991.141	-128.152	4,642.667	2,660.586	82

< P3 >

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	939.419	1,362.250	724.097	1,422.370	-92.744	1,029.512	-53.544	65.501	-40.535	4,583.058	2,783.604	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	658.816	-93.295	93.911	-47.574	1,037.178	-57.279	5,452.160	3,524.760	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	352.962	505.714	248.491	735.865	-80.740	538.128	-46.792	19.350	-33.850	1,892.200	972.379	79
G2	270.576	446.112	422.038	231.332	-60.800	6.074	-61.317	490.423	-26.246	1,857.410	1,035.879	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_I : 고정하중에 의한 받침반R_W : 풍하중에 의한 최대 부반력 (kN)

< A1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중(R_D)	고정하중 합계	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	348.018	499.377	242.559	1,089.954	731.121	-79.730	64.286	-76.786	930.495	1,013.168	-	75
G2	275.985	453.818	428.700	1,158.503	666.728	-58.114	78.247	-64.936	1,042.275	1,093.567	-	80

< P1 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중(R_D)	고정하중 합계	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	933.510	1,354.744	718.447	3,006.701	1,418.618	-93.761	219.716	-265.206	2,819.179	2,741.495	-	76
G2	963.558	1,494.715	1,374.468	3,832.741	1,455.571	-101.086	263.604	-218.603	3,630.568	3,614.138	-	81

< P2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중(R_D)	고정하중 합계	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	730.005	1,118.599	520.730	2,369.333	1,349.820	-214.699	203.762	-245.987	1,939.936	2,123.346	-	77
G2	739.317	1,227.692	1,118.578	3,085.587	1,375.433	-230.352	244.023	-202.135	2,624.883	2,883.452	-	82

< P3 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중(R_D)	고정하중 합계	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	939.419	1,362.250	724.097	3,025.766	1,422.370	-92.744	219.708	-265.187	2,840.278	2,760.580	-	78
G2	956.840	1,485.965	1,367.636	3,810.441	1,450.662	-101.971	261.790	-217.000	3,606.498	3,593.441	-	83

< A2 >

거더 번호	합성전 고정하중(R_D)		합성후 고정하중(R_D)	고정하중 합계	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	352.962	505.714	248.491	1,107.166	735.865	-80.740	64.679	-77.587	945.686	1,029.579	-	79
G2	270.576	446.112	422.038	1,138.725	663.877	-61.317	78.275	-64.915	1,016.090	1,073.811	-	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 6 에 대하여 검토함

$B_u = U_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea$ = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0 mm

$H = h + t_u/2 + t_l/2$ = 2,200.0 + 12.0 / 2 + 16.0 / 2 = 2,214.0 mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H$ = (2,412.0 + 2,412.0) / 2 × 2,214.0 = 5,340,168.0 mm^2

$\beta_u = (Bu \times t_u)/(t_w \times H)$ = (2,412.0 × 12.0) / (12.0 × 2,214.0) = 1.089

$\beta_l = (Bl \times t_l)/(t_w \times H)$ = (2,412.0 × 16.0) / (12.0 × 2,214.0) = 1.453

$\varepsilon = 2 \times t_u \times t_l / t_w^2$ = 2 × 12.0 × 16.0 / 12.0^2 = 2.667

▪ 비틀림 함수

$q' = \{(B_u + B_l) / 2 \times t_w \times \varepsilon\} / (\beta_u + \beta_l + \varepsilon)$

= {(2,412.0 + 2,412.0)/2 × 12.0 × 2.667} / (1.089 + 1.453 + 2.667) = 14,818.4

▪ 솟구침 함수(Unit Warping)

$\Delta\omega = \{(B_u + B_l) / 2 / 2 \times H\} + (q' \times H) / t_w$

= {(2,412.0 + 2,412.0)/2/2 × 2,214.0} + (14,818.4 × 2,214.0)/12.0 = 5,404,072.2

$\omega_1 = \{-\Delta\omega \times (\beta_l + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

= {-5,404,072.2 × (1.453 + 3)} / (1.089 + 1.453 + 6) = -2,816,906.9

$\omega_2 = \{\Delta\omega \times (\beta_u + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

= {5,404,072.2 × (1.089 + 3)} / (1.089 + 1.453 + 6) = 2,587,165.3

▪ 솟구침 비틀림 상수

$I_w = H \times t_w/3 \{\omega_1^2(2+\beta_u) + 2 \times \omega_1 \times \omega_2 + \omega_2^2(2+\beta_l)\}$

= 2,214.0 × 12.0/3 × {-2,816,906.9² ×(2 + 1.089)+ 2 × -2,816,906.9

× 2,587,165.27 + 2,587,165.3² × (2 + 1.453)} = 2.927E+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 × 5,340,168.0² / {(2,214.0 + 2,214.0) / 12.0 + 2,412.0 / 12.0

+ 2,412.0 / 16.0 } = 1.583E+11

▪ 비틀림 상수비

$\alpha = L \cdot \sqrt{\frac{G \cdot K}{E_s \cdot I_w}}$ = 45,000.0 × $\sqrt{\frac{79,000.0 \times 1.583E+11}{205,000.0 \times 2.927E+17}}$ = 20.542

α = 20.54 > 10.0 ※ 검토결과 α > 10이므로 뒴비틀림에 따른 응력 계산을 생략할 수 있다.

L : 지간장(45,000.0 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	2,211.0	10.0	12.0	12.0	5.33E+06	0.909	1.091	1.667	13156.4
단면-2	2,412.0	2,412.0	2,218.5	25.0	12.0	12.0	5.35E+06	2.265	1.087	4.167	16039.5
단면-3	2,412.0	2,412.0	2,211.0	10.0	12.0	12.0	5.33E+06	0.909	1.091	1.667	13156.4
단면-4	2,412.0	2,412.0	2,211.0	10.0	12.0	12.0	5.33E+06	0.909	1.091	1.667	13156.4
단면-5	2,412.0	2,412.0	2,214.0	12.0	16.0	12.0	5.34E+06	1.089	1.453	2.667	14818.4
단면-6	2,412.0	2,412.0	2,214.0	12.0	16.0	12.0	5.34E+06	1.089	1.453	2.667	14818.4
단면-7	2,412.0	2,412.0	2,218.5	25.0	12.0	12.0	5.35E+06	2.265	1.087	4.167	16039.5
단면-8	2,412.0	2,412.0	2,213.0	10.0	16.0	12.0	5.34E+06	0.908	1.453	2.222	14032.3
단면-9	2,412.0	2,412.0	2,213.0	10.0	16.0	12.0	5.34E+06	0.908	1.453	2.222	14032.3

구 분	$\Delta\omega$	ω_1	ω_2	L	I_w(mm^6)	K(mm^4)	α	판 정
단면-1	5,090,526.0	-2,603,109.9	2,487,416.1	44,350.0	2.29E+17	1.40E+11	21.55	α >10
단면-2	5,640,815.9	-2,465,206.2	3,175,609.7	44,350.0	3.67E+17	1.72E+11	18.82	α >10
단면-3	5,090,526.0	-2,603,109.9	2,487,416.1	44,350.0	2.29E+17	1.40E+11	21.55	α >10
단면-4	5,090,526.0	-2,603,109.9	2,487,416.1	44,350.0	2.29E+17	1.40E+11	21.55	α >10
단면-5	5,404,072.2	-2,816,906.9	2,587,165.3	44,350.0	2.93E+17	1.58E+11	20.25	α >10
단면-6	5,404,072.2	-2,816,906.9	2,587,165.3	45,000.0	2.93E+17	1.58E+11	20.54	α >10
단면-7	5,640,815.9	-2,465,206.2	3,175,609.7	45,000.0	3.67E+17	1.72E+11	19.10	α >10
단면-8	5,256,661.2	-2,799,632.3	2,457,028.9	45,000.0	2.65E+17	1.50E+11	21.02	α >10
단면-9	5,256,661.2	-2,799,632.3	2,457,028.9	45,000.0	2.65E+17	1.50E+11	21.02	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 6 에 대하여 검토함

$B_u = U_2 + t_w/2 \times 2ea = 2,400.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,412.0$ mm

$B_l = B_2 + t_w/2 \times 2ea = 2,077.0 + 12.0 / 2 + 12.0 / 2 = 2,089.0$ mm

$H = h + t_u/2 + t_l/2 = 2,200.0 + 46.3 / 2 + 16.0 / 2 = 2,231.2$ mm

$F = (Bu+Bl)/2 \times H = (2,412.0 + 2,089.0) / 2 \times 2,231.2 = 5,021,203.1$ mm^2

$\beta_u = (Bu \times t_u)/(t_w \times H) = (2,412.0 \times 46.3) / (12.0 \times 2,231.2) = 4.171$

$\beta_l = (Bl \times t_l)/(t_w \times H) = (2,089.0 \times 16.0) / (12.0 \times 2,231.2) = 1.248$

$\varepsilon = 2 \times t_u \times t_l / t_w^2 = 2 \times 46.3 \times 16.0 / 12.0^2 = 10.289$

▪ 비틀림 함수

$q' = \{(B_u + B_l) / 2 \times t_w \times \varepsilon\} / (\beta_u + \beta_l + \varepsilon)$

$= \{(2,412.0 + 2,089.0)/2 \times 12.0 \times 10.289\} / (4.171 + 1.248 + 10.289) = 17,688.8$

▪ 솟구침 함수(Unit Warping)

$\Delta\omega = \{(B_u + B_l) / 2 / 2 \times H\} + (q' \times H) / t_w$

$= \{(2,412.0 + 2,089.0)/2/2 \times 2,231.2\} + (17,688.8 \times 2,231.2)/12.0 = 5,799,463.6$

$\omega_1 = \{-\Delta\omega \times (\beta_l + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

$= \{-5,799,463.6 \times (1.248 + 3)\} / (4.171 + 1.248 + 6) = -2,157,575.5$

$\omega_2 = \{\Delta\omega \times (\beta_u + 3)\} / (\beta_u + \beta_l + 6)$

$= \{5,799,463.6 \times (4.171 + 3)\} / (4.171 + 1.248 + 6) = 3,641,888.1$

▪ 솟구침 비틀림 상수

$I_w = H \times t_w/3 \{\omega_1^2(2+\beta_u) + 2 \times \omega_1 \times \omega_2 + \omega_2^2(2+\beta_l)\}$

$= 4 \times 5,021,203.1^2 / \{(2,299.8 + 2,299.8) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3$

$\times 3,641,888.12 + 3,641,888.1^2 \times (2 + 1.248)\} = 5.006E+17$ mm^6

▪ 순수 비틀림 상수

$K = 4 \cdot F^2 / (\oint ds / t)$

$= 4F^2 / \{(H/\cos\Theta_L + H/\cos\Theta_R) / t_w + B_u / t_u + B_l / t_l\}$

$= 4 \times 5,021,203.1^2 / \{(2,231.2 + 2,231.2) / 12.0 + 2,412.0 / 46.3$

$+ 2,089.0 / 16.0\} = 1.819E+11$

▪ 비틀림 상수비

$$\alpha = L \cdot \sqrt{\frac{G \cdot K}{E_s \cdot I_w}} = 45,000.0 \times \sqrt{\frac{79,000.0 \times 1.819E+11}{205,000.0 \times 5.006E+17}} = 16.837$$

$\alpha = 16.84 > 10.0$ ※ 검토결과 $\alpha > 10$이므로 뒴비틀림에 따른 응력 계산을 생략할 수 있다.

L : 지간장(45,000.0 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	2,089.0	2,242.5	72.9	12.0	12.0	5.05E+06	6.534	0.932	12.150	16727.4
단면-2	2,412.0	2,089.0	2,229.8	47.6	12.0	12.0	5.02E+06	4.291	0.937	7.933	16279.0
단면-3	2,412.0	2,089.0	2,228.2	44.3	12.0	12.0	5.01E+06	3.996	0.938	7.383	16188.3
단면-4	2,412.0	2,089.0	2,228.2	44.3	12.0	12.0	5.01E+06	3.996	0.938	7.383	16188.3
단면-5	2,412.0	2,089.0	2,231.2	46.3	16.0	12.0	5.02E+06	4.171	1.248	10.289	17688.8
단면-6	2,412.0	2,089.0	2,231.2	46.3	16.0	12.0	5.02E+06	4.171	1.248	10.289	17688.8
단면-7	2,412.0	2,089.0	2,229.8	47.6	12.0	12.0	5.02E+06	4.291	0.937	7.933	16279.0
단면-8	2,412.0	2,089.0	2,230.2	44.3	16.0	12.0	5.02E+06	3.993	1.249	9.844	17622.8
단면-9	2,412.0	2,089.0	2,230.2	44.3	16.0	12.0	5.02E+06	3.993	1.249	9.844	17622.8

구 분	Δω	ω_1	ω_2	L	I_w(mm^6)	K(mm^4)	α	판 정
단면-1	5,649,179.6	-1,649,362.7	3,999,816.9	44,350.0	5.11E+17	1.75E+11	16.14	α >10
단면-2	5,533,992.7	-1,940,436.4	3,593,556.3	44,350.0	4.25E+17	1.69E+11	17.35	α >10
단면-3	5,513,062.8	-1,985,394.6	3,527,668.2	44,350.0	4.12E+17	1.68E+11	17.57	α >10
단면-4	5,513,062.8	-1,985,394.6	3,527,668.2	44,350.0	4.12E+17	1.68E+11	17.57	α >10
단면-5	5,799,463.6	-2,157,575.5	3,641,888.1	44,350.0	5.01E+17	1.82E+11	16.59	α >10
단면-6	5,799,463.6	-2,157,575.5	3,641,888.1	45,000.0	5.01E+17	1.82E+11	16.84	α >10
단면-7	5,533,992.7	-1,940,436.4	3,593,556.3	45,000.0	4.25E+17	1.69E+11	17.61	α >10
단면-8	5,784,601.4	-2,186,376.7	3,598,224.7	45,000.0	4.90E+17	1.81E+11	16.97	α >10
단면-9	5,784,601.4	-2,186,376.7	3,598,224.7	45,000.0	4.90E+17	1.81E+11	16.97	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	A1		1.000
	2		44.35	0.870
	3			0.721
	4			0.572
	5			0.423
	6			0.274
	7			0.125
	8			-0.024
	9			-0.173
	10	P1		-0.322
	11		45	-0.267
	12			-0.212
	13			-0.157
	14			-0.102
	15			-0.047
	16			0.008
	17			0.063
	18			0.118
	19	P2		0.173
	20		45	0.118
	21			0.063
	22			0.008
	23			-0.047
	24			-0.102
	25			-0.157
	26			-0.212
	27			-0.267
	28	P3		-0.322
	29		44.35	-0.173
	30			-0.024
	31			0.125
	32			0.274
	33			0.423
	34			0.572
	35			0.721
	36			0.870
	37	A2		1.000

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G2	38	A1		1.000
	39		44.35	0.870
	40			0.721
	41			0.571
	42			0.422
	43			0.273
	44			0.124
	45			-0.025
	46			-0.174
	47	P1		-0.322
	48		45	-0.267
	49			-0.212
	50			-0.157
	51			-0.102
	52			-0.047
	53			0.008
	54			0.063
	55			0.118
	56	P2		0.173
	57		45	0.118
	58			0.063
	59			0.008
	60			-0.047
	61			-0.102
	62			-0.157
	63			-0.212
	64			-0.267
	65	P3		-0.322
	66		44.35	-0.173
	67			-0.024
	68			0.125
	69			0.274
	70			0.423
	71			0.572
	72			0.721
	73			0.871
	74	A2		1.000

[Output 요약 - 합성후]

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G1	1	A1		1.000
	2		44.35	0.867
	3			0.714
	4			0.562
	5			0.409
	6			0.256
	7			0.104
	8			-0.049
	9			-0.202
	10	P1		-0.354
	11		45	-0.293
	12			-0.231
	13			-0.170
	14			-0.108
	15			-0.047
	16			0.015
	17			0.076
	18			0.138
	19	P2		0.199
	20		45	0.138
	21			0.076
	22			0.015
	23			-0.047
	24			-0.108
	25			-0.170
	26			-0.231
	27			-0.293
	28	P3		-0.354
	29		44.35	-0.202
	30			-0.049
	31			0.104
	32			0.256
	33			0.409
	34			0.562
	35			0.714
	36			0.867
	37	A2		1.000

거더명	절점번호	지점명	지간장(m)	k 값
G2	38	A1		1.000
	39		44.35	0.867
	40			0.714
	41			0.561
	42			0.408
	43			0.255
	44			0.103
	45			-0.050
	46			-0.202
	47	P1		-0.355
	48		45	-0.293
	49			-0.232
	50			-0.170
	51			-0.108
	52			-0.047
	53			0.015
	54			0.076
	55			0.138
	56	P2		0.200
	57		45	0.138
	58			0.076
	59			0.015
	60			-0.047
	61			-0.108
	62			-0.170
	63			-0.231
	64			-0.293
	65	P3		-0.355
	66		44.35	-0.202
	67			-0.049
	68			0.104
	69			0.256
	70			0.409
	71			0.562
	72			0.715
	73			0.867
	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, $$E_2 = \frac{E_s}{n_2}$$

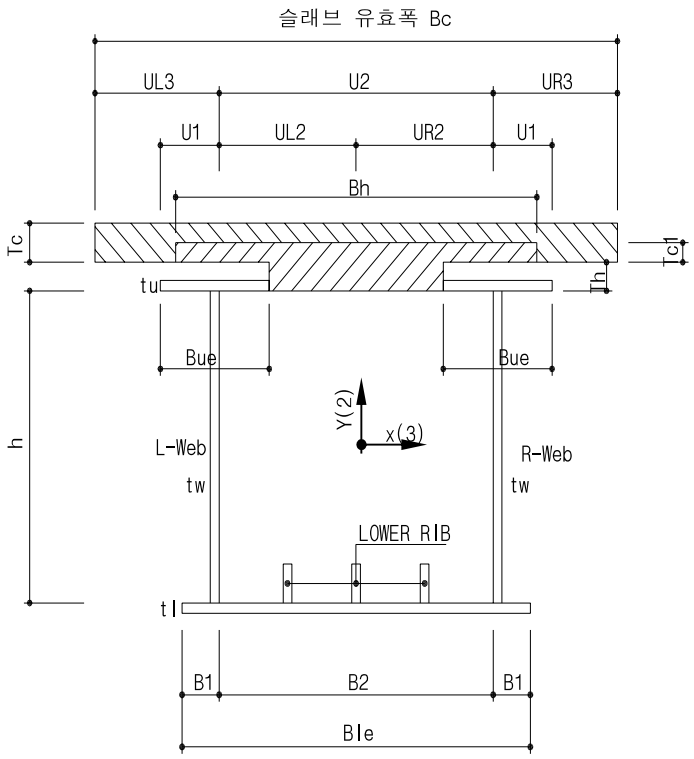
$$P_2 = \frac{E_s\varepsilon_s A_c}{n_2} = E_{c2}\varepsilon_s A_c \qquad M_{v2} = P_2 \cdot d_{c2}$$

4.7 단 면 검 토(정모멘트)

4.7.1 정모멘트(HalfDeck)

[G2 : 단면 - 2] : 절점 41 로 부터 이격거리 2.473 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	2,780.857
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,496.021
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,869.624
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	48.065
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,377.997
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-0.968
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	3.238
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-0.258
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-322.629
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-33.247
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	33.556
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-33.899
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-376.398

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

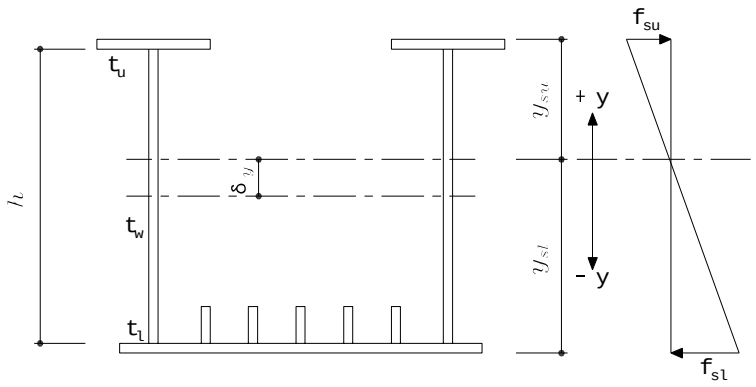
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(㎟)	Y(㎜)	$A_s \cdot Y$(㎜^{3})	$A_s \cdot Y^2$(㎜^{4})	I_{xo}(㎜^{4})
UPPER FL.	2 - 400.0 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 ㎟ A_{c1} = 855,000.0 ㎟ A_h = 317,000.0 ㎟

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,780.86×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.233** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,780.86×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **3.540** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,496.02×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **5.321** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,496.02×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.450** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 2,780.86×725.4/90,640,702,295.4 = **22.255** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 2,780.86×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-33.644** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,496.02×725.4/90,640,702,295.4 = **27.979** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,496.02×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-42.296** 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

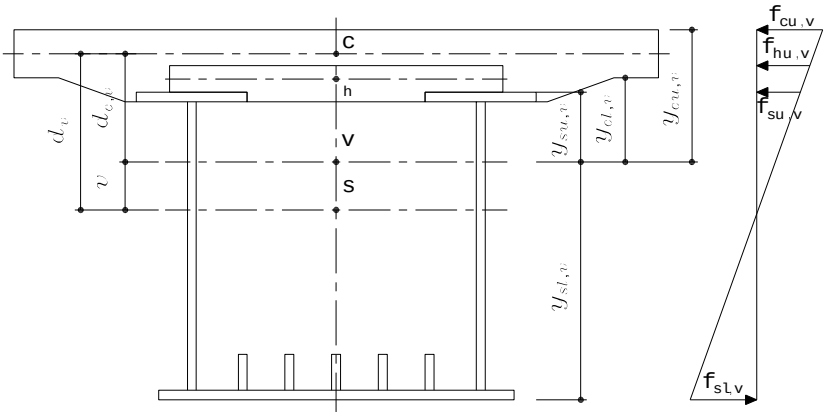
$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 0.968 / 43,200.0 + 33.247 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.338** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	259,751.9	1,781.9	1.585E+08	2.005E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 158,506,168.8 / 259,751.9 = 610.221 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,344,937,303.5 + 200,523,436,092.3 - 259,751.9 × 610.221² = 1.441E+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) - 610.221 = 579.779 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 579.779 - 240.0 = 339.779 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) - 610.221 = 429.779 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 429.779 - (90.0+50.0) = 289.779 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 610.221 = 299.779 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 299.779 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,522.221 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **1.649** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.966** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.380** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.930** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **5.968** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-30.304** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 3.238 / 43,200.0 + 33.556 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.392** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **2.516** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **1.474** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **2.105** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.420** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **9.105** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-46.233** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 322.629 / 43,200.0 + 376.398 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **11.022** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.000** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.000** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.000** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.000** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **-0.001** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **0.003** 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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 0.258 / 43,200.0 + 33.899 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.326** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.497 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 2,780.9 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 1.239E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,239,357.7 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 4.957E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 495,743.1 × 853.5 = 4.231E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,780.86×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 4.233 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,780.86×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 3.540 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (495,743.1/127,383.2 + 0.497 \times 423,121,434.7 \times 918.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6 \times 4.233 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.893}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (495,743.1/127,383.2 + 0.497 \times 423,121,434.7 \times 778.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6 \times 3.540 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.662}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 495,743.1/127,383.2 + 0.497 \times 423,121,434.7 \times 788.8/83,729,142,983.3 = \mathbf{5.872}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 495,743.1/127,383.2 + 0.497 \times 423,121,434.7 \times -1,033.2/83,729,142,983.3 = \mathbf{1.298}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.497 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.497×283,555,701.3×967.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.525** 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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.497×283,555,701.3×827.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.552** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.497×283,555,701.3×837.1/78,471,591,800.5 = **4.111** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.497×283,555,701.3×-984.9/78,471,591,800.5 = **0.840** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.484 ※ 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (429.8 + 289.8) / 2 = 359.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	237,839.4	1,781.9	1.371E+08	1.797E+11	4.031E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 137,148,450.0 / 237,839.4 = 576.643 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 576.643 = 398.042 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,310,996,511.7 + 179,706,397,621.4 - 237,839.4 × 576.643² = 1.409E+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) - 576.643 = 613.357 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 613.357 - 240.0 = 373.357 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) - 576.643 = 463.357 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 463.357 - (90.0+50.0) = 323.357 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 576.643 = 333.357 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 333.357 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,488.643 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,239,357.7 + (5.283+4.168)/2 × 317,000.0 × 364.5 / 359.8 = 2.757E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,756,824.3 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.363E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,362,992.2 × 398.0 = 9.406E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.233 + 5.321 + 1.380 + -0.893 + -0.525 = 9.516 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.540 + 4.450 + 0.930 + -0.662 + -0.552 = 7.708 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,362,992/237,839+0.484 \times 940,569,100 \times 613/140,931,701,824) = 1.703$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,362,992/237,839+0.484 \times 940,569,100 \times 373/140,931,701,824) = 1.592$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,362,992.2/237,839.4 + 0.484 \times 940,569,099.9 \times 463.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 9.516 \times 1.5/32,902.0 = -7.103$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,362,992.2/237,839.4 + 0.484 \times 940,569,099.9 \times 323.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 7.708 \times 1.5/32,902.0 = -5.594$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,362,992.2/237,839.4+0.484 \times 940,569,099.9 \times 333.4/140,931,701,824.0 = 11.013$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,362,992.2/237,839.4+0.484 \times 940,569,099.9 \times -1,488.6/140,931,701,824.0 = 5.122$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.484 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	229,074.5	1,781.9	1.286E+08	1.714E+11	4.030E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 128,605,362.4 / 229,074.5 = 561.413 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 561.413 = 413.272 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,297,420,195.0 + 171,379,582,233.0 - 229,074.5 × 561.413² = 1.395E+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) - 561.413 = 628.587 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 628.587 - 240.0 = 388.587 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) - 561.413 = 478.587 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 478.587 - (90.0+50.0) = 338.587 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 561.413 = 348.587 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 348.587 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,473.413 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 × 413.3 = 3.899E+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)×(943,331/229,074+0.484×389,851,806×629/139,476,293,053) = **0.710** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/229,074+0.484×389,851,806×389/139,476,293,053) = **0.663** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + 0.484\times 389,851,805.8\times 478.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.668$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + 0.484\times 389,851,805.8\times 338.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.681$ MPa

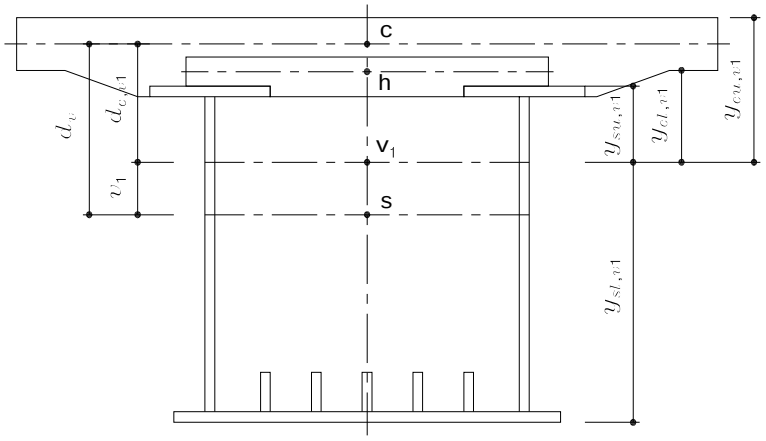
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + 0.484\times 389,851,805.8\times 348.6/139,476,293,052.8 = 4.590$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + 0.484\times 389,851,805.8\times -1,473.4/139,476,293,052.8 = 2.123$ 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 = 0.484 ※ 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 - 610.221 = 479.515 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (579.8 + 339.779) / 2 = 459.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	198,680.5	1,781.9	9.195E+07	1.280E+11	4.010E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 91,954,383.1 / 198,680.5 = 462.825 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 462.825 = 626.911 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,099,691,532.8 + 127,999,503,291.5 - 198,680.5 × 462.825² = 1.255E+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) - 462.825 = 727.175 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 727.175 - 240.0 = 487.175 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) - 462.825 = 577.175 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 577.175 - (90.0+50.0) = 437.175 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 462.825 = 447.175 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 447.175 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,374.825 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.649+0.966)/2 \times 855,000.0 \times 479.515/459.779$ = 1.166E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,165,997.3 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.166E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,165,997.3 \times 626.9$ = 7.310E+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

$f_{cu,v}$ = = 1.649 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.966 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,165,997.3/198,680.5 + 0.484 \times 730,976,907.9 \times 727.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 1.649 \times 2.0/27,804.0$ = **-1.083** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,165,997.3/198,680.5 + 0.484 \times 730,976,907.9 \times 487.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 0.966 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.449** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,165,997/198,680 + 0.484 \times 730,976,908 \times 577/125,540,361,700)$ = **1.209** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,165,997/198,680 + 0.484 \times 730,976,908 \times 437/125,540,361,700)$ = **1.145** MPa

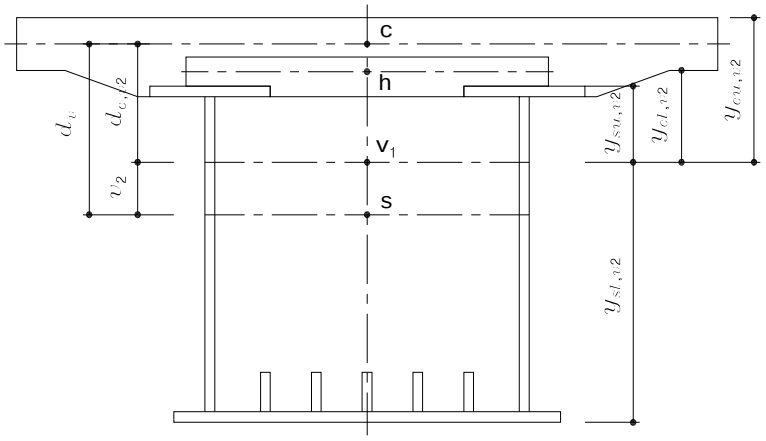
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,165,997.3/198,680.5 + 0.484 \times 730,976,907.9 \times 447.2/125,540,361,700.1$ = **7.129** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,165,997.3/198,680.5 + 0.484 \times 730,976,907.9 \times -1,374.8/125,540,361,700.1$ = **1.994** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.484 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	178,323.3	1,781.9	6.977E+07	1.038E+11	4.002E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 69,770,454.6 / 178,323.3 = 391.258 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 391.258 = 698.479 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,017,942,942.6 + 103,824,859,024.6 - 178,323.3 × 391.258² = 1.165E+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) - 391.258 = 798.742 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 798.742 - 240.0 = 558.742 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) - 391.258 = 648.742 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 648.742 - (90.0+50.0) = 508.742 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 391.258 = 518.742 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 518.742 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,303.258 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 × 698.5 = 1.574E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.484 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/798.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.785$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.484 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/558.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.860$ MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.484 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/648.7) = 2.722$ MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.484 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/508.7) = 2.575$ MPa

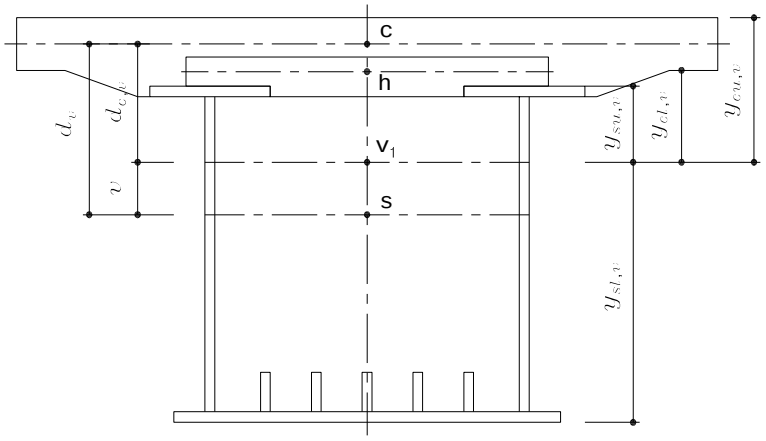
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + 0.484 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/116,544,541,789.2 = 16.028$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + 0.484 \times 1,574,046,639.5 \times -1,303.3/116,544,541,789.2 = 4.118$ 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 610.221 = 479.515 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×364.5 + 3,004,714.3×479.5 = 1.899E+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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.484×1,899,219,115.5×579.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.464** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.484×1,899,219,115.5×339.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.683** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.484×1,899,219,115.5×429.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.859** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.484×1,899,219,115.5×289.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.003** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9+0.484 \times 1,899,219,115.5 \times 299.8/144,144,512,711.7 = 18.322$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9+0.484 \times 1,899,219,115.5 \times -1,522.2/144,144,512,711.7 = 6.703$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 326.834/43,200.0 + 33.247/105,269,009.6 + 409.953/105,923,872.7 = 11.752$ MPa

※ υ = 11.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 326.834/43,200.0 + 33.247/105,269,009.6 + 409.953/105,923,872.7 = 11.752$ MPa

※ υ = 11.8 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 326.963/43,200.0 + 33.247/105,269,009.6 + 426.903/105,923,872.7 = 11.915$ MPa

※ υ = 11.9 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	9.554	7.991	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	8.136	6.777	20.000	20.000
1+2+3+5+6	4.164	2.441	10.800	10.800	11.622	9.127	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.708	2.387	10.800	10.800	5.781	4.572	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	3.244	1.704	12.420	12.420	4.922	3.569	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.172	3.069	12.420	12.420	6.641	5.576	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.649	0.966	13.500	13.500	4.195	3.257	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	4.164	2.441	13.500	13.500	6.300	4.677	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.708	2.387	13.500	13.500	0.460	0.122	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	3.244	1.704	14.580	14.580	-0.399	-0.882	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.172	3.069	14.580	14.580	1.319	1.125	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	50.234	-75.940	198.962	215.000
1+5+6	60.217	-73.802	215.000	215.000
1+2+3+5+6	75.290	-150.340	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	114.051	-136.983	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	132.372	-130.280	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	95.729	-143.685	279.500	247.250
1+2+4+5+6	38.206	-61.808	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	47.311	-108.042	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	86.072	-94.686	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	104.393	-87.983	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	67.750	-101.388	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	0.064	0.125	0.009	0.009	0.073	0.134	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.078	0.118	0.009	0.009	0.087	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.123	0.489	0.009	0.009	0.131	0.498	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.213	0.406	0.009	0.009	0.222	0.415	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.224	0.278	0.009	0.009	0.233	0.286	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.117	0.338	0.009	0.009	0.126	0.347	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.020	0.053	0.006	0.006	0.026	0.059	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.031	0.162	0.006	0.006	0.037	0.167	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.103	0.124	0.006	0.006	0.108	0.130	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.129	0.092	0.006	0.006	0.135	0.098	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.054	0.122	0.006	0.006	0.060	0.128	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{132.372}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{11.752}{125.000}\right)^2 = 0.224 + 0.009 = 0.233 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-150.340}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{11.752}{125.000}\right)^2 = 0.489 + 0.009 = 0.498 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 50.234) = 2.07 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 599.6 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 132.372) = 1.27 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

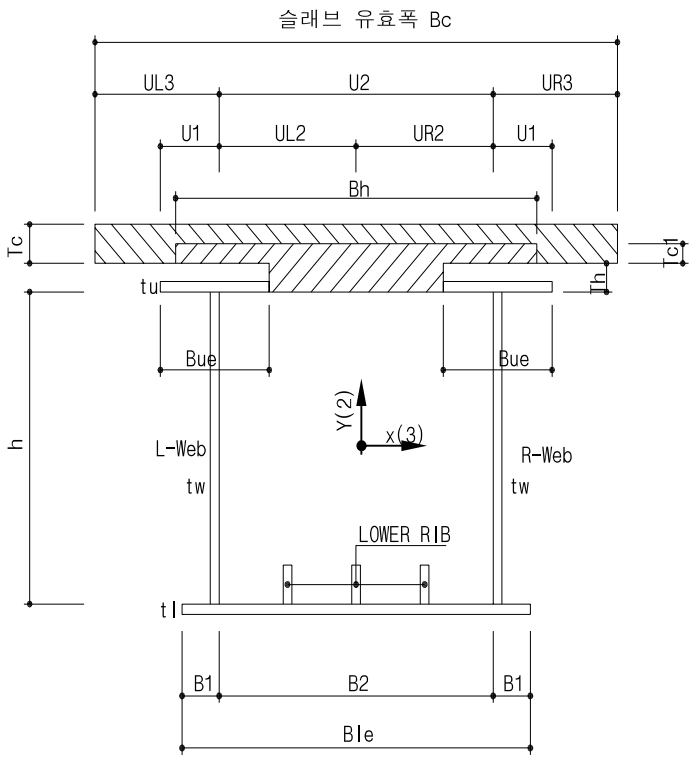
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	12.421	10.388	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	11.002	9.174	30.000	O.K !!
1+2+3+11	7.088	3.743	16.200	O.K !!	17.882	13.646	30.000	O.K !!
1+2+3-11	8.016	5.109	16.200	O.K !!	19.601	15.653	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	7.552	4.426	16.200	O.K !!	17.323	13.436	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	7.096	4.372	16.200	O.K !!	11.483	8.881	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	6.632	3.689	16.200	O.K !!	10.624	7.877	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	7.560	5.055	16.200	O.K !!	12.342	9.884	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	2.143	1.256	16.200	O.K !!	5.878	4.598	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	7.088	3.743	16.200	O.K !!	17.882	13.646	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	8.016	5.109	16.200	O.K !!	19.601	15.653	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	7.552	4.426	16.200	O.K !!	10.405	7.650	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	7.096	4.372	16.200	O.K !!	4.565	3.095	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	6.632	3.689	16.200	O.K !!	3.706	2.092	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	7.560	5.055	16.200	O.K !!	5.424	4.099	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	65.304	-98.722	355.000	O.K !!
1+5+6	75.287	-96.584	355.000	O.K !!
1+2+3+11	110.960	-230.816	355.000	O.K !!
1+2+3-11	74.317	-244.221	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	102.621	-235.381	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	141.382	-222.024	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	159.703	-203.703	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	134.679	-228.727	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	46.673	-80.992	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	110.960	-230.815	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	74.316	-244.220	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	66.249	-180.395	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	105.009	-167.038	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	123.331	-160.336	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	86.688	-173.741	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 7] : 절점 61 로 부터 이격거리 1.506 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	922.494
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	1,215.718
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	904.100
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	54.596
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,510.325
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	264.562
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	120.177
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	5.107
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	387.826
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	44.553
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-22.389
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	87.590
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	406.665

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

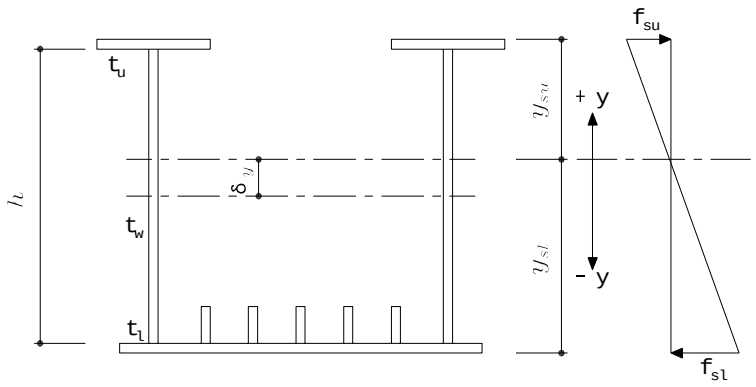
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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	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		93,380.0	-	-3.012E+07	3.970E+10	1.168E+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 = 93,380.0 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

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -30,124,580.0 / 93,380.0 = -322.602 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,684,134,326.7 + 39,702,846,980.0 - 93,380.0 × -322.602² = 4.167E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-30,124,580.0 + 308,975,000.0/6.2) / (93,380.0 + 317,000.0/6.2) = 136.394 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,684,134,326.7+171,041,666.7/6.2)+(39,702,846,980.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(93,380.0+317,000.0/6.2)×136.4² = 9.735E+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) - 136.394 = 903.606 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 903.6 - (90.0+50.0) = 763.606 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 136.394 = 773.606 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 136.394 } = -1,048.394 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 922.49×903.6/(97,350,936,435.7×6.2) = **1.381** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 922.49×763.6/(97,350,936,435.7×6.2) = **1.167** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,215.72×903.6/(97,350,936,435.7×6.2) = **1.820** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,215.72×763.6/(97,350,936,435.7×6.2) = **1.538** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 922.49×773.6/97,350,936,435.7 = **7.331** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 922.49×-1,048.4/97,350,936,435.7 = **-9.935** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,215.72×773.6/97,350,936,435.7 = **9.661** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,215.72×-1,048.4/97,350,936,435.7 = **-13.092** 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

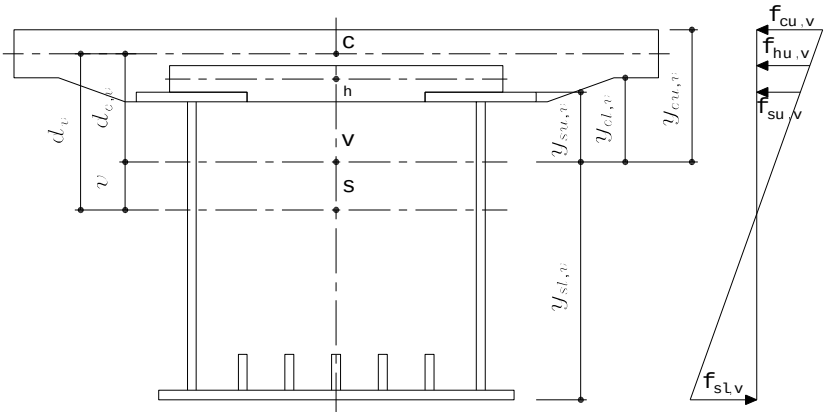
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 264.562 / 43,200.0 + 44.553 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **6.547** 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	93,380.0	-322.6	-3.012E+07	9.718E+09	4.167E+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	-	266,651.9	1,741.8	1.528E+08	2.033E+11	4.224E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 152,813,668.8 / 266,651.9 = 573.083 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 42,238,416,581.2 + 203,339,206,814.5 − 266,651.9 × 573.083² = 1.580E+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) − 573.083 = 616.917 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 616.917 − 240.0 = 376.917 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) − 573.083 = 466.917 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1} + T_h)$ = 466.917 − (90.0+50.0) = 326.917 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 − 573.083 = 336.917 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h + t_u + t_l)$ = 336.917 − (1,800.0+10.0+12.0) = -1,485.083 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 904.10×616.9/(158,002,705,253.5×7.0) = **0.504** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 904.10×376.9/(158,002,705,253.5×7.0) = **0.308** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 904.10×466.9/(158,002,705,253.5×6.2) = **0.431** MPa

$f_{hl,v} = M_{sc} \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 904.10×326.9/(158,002,705,253.5×6.2) = **0.302** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 904.10×336.9/(158,002,705,253.5×1.0) = **1.928** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 904.10×-1,485.1/(158,002,705,253.5×1.0) = **-8.498** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 120.177 / 43,200.0 + 22.389 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **2.993** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 3,510.33×616.9/(158,002,705,253.5×7.0) = **1.958** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 3,510.33×376.9/(158,002,705,253.5×7.0) = **1.196** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 3,510.33×466.9/(158,002,705,253.5×6.2) = **1.673** MPa

$f_{hl,v} = M_v \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 3,510.33×326.9/(158,002,705,253.5×6.2) = **1.171** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 3,510.33×336.9/(158,002,705,253.5×1.0) = **7.485** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 3,510.33×-1,485.1/(158,002,705,253.5×1.0) = **-32.994** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 387.826 / 43,200.0 + 406.665 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **12.817** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 5.11×616.9/(158,002,705,253.5×7.0) = **0.003** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 5.11×376.9/(158,002,705,253.5×7.0) = **0.002** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 5.11×466.9/(158,002,705,253.5×6.2) = **0.002** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 5.11×326.9/(158,002,705,253.5×6.2) = **0.002** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 5.11×336.9/(158,002,705,253.5×1.0) = **0.011** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 5.11×-1,485.1/(158,002,705,253.5×1.0) = **-0.048** 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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 5.107 / 43,200.0 + 87.590 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.945** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = -0.119 ※ 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 - -322.602 = 1,297.287 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,297.3×93,380.0/(93,380.0+317,000.0/6.2) = 838.291 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	93,380.0	-322.6	-3.012E+07	9.718E+09	4.167E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	134,283.2		9.743E+06	4.858E+10	4.173E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 9,743,161.9 / 134,283.2 = 72.557 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.557 = 902.128 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 41,732,086,003.7 + 48,576,723,259.9 - 134,283.2 × 72.557² = 8.960E+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) - 72.557 = 967.443 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 967.443 - (90.0+50.0) = 827.443 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.557 = 837.443 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 837.443 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.557 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 922.5 × 838.3 × 317,000.0 / (6.2 × 97,350,936,435.7) = 4.061E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 406,149.5 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 1.625E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 162,459.8 × 902.1 = 1.466E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 922.49×903.6/(97,350,936,435.7×6.2) = 1.381 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 922.49×763.6/(97,350,936,435.7×6.2) = 1.167 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (162,459.8/134,283.2 + -0.119 \times 146,559,477.4 \times 967.4/89,601,876,555.3)$

$- 26,321.6 \times 1.381 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.421}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (162,459.8/134,283.2 + -0.119 \times 146,559,477.4 \times 827.4/89,601,876,555.3)$

$- 26,321.6 \times 1.167 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.332}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 162,459.8/134,283.2 + -0.119 \times 146,559,477.4 \times 837.4/89,601,876,555.3 = \mathbf{1.047}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 162,459.8/134,283.2 + -0.119 \times 146,559,477.4 \times -984.6/89,601,876,555.3 = \mathbf{1.402}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = -0.119 ※ 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	93,380.0	-322.6	-3.012E+07	9.718E+09	4.167E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	127,466.0		3.099E+06	4.210E+10	4.172E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 3,098,538.3 / 127,466.0 = 24.309 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 24.309 = 950.376 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 41,721,526,646.3 + 42,100,311,291.2 - 127,466.0 × 24.309² = 8.375E+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) - 24.309 = 1,015.691 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 1,015.691 - (90.0+50.0) = 875.691 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 24.309 = 885.691 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 885.691 - (1,800.0+10.0+12.0) = -936.309 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 × 950.4 = 2.988E+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)×(314,443.5/127,466.0 + -0.119×298,839,539.9×1,015.7/83,746,516,378.4)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.773** 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)×(314,443.5/127,466.0 + -0.119×298,839,539.9×875.7/83,746,516,378.4)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.767** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/127,466.0 + -0.119×298,839,539.9×885.7/83,746,516,378.4 = **2.091** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/127,466.0 + -0.119×298,839,539.9×-936.3/83,746,516,378.4 = **2.865** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = -0.127 ※ 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 - 573.083 = 401.602 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (466.9 + 326.9) / 2 = 396.917 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	93,380.0	-322.6	-3.012E+07	9.718E+09	4.167E+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	-	244,739.4	1,741.8	1.315E+08	1.825E+11	4.220E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 131,455,950.0 / 244,739.4 = 537.126 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 537.126 = 437.558 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 42,204,475,789.5 + 182,522,168,343.6 - 244,739.4 × 537.126² = 1.541E+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) - 537.126 = 652.874 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 652.874 - 240.0 = 412.874 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) - 537.126 = 502.874 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 502.874 - (90.0+50.0) = 362.874 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 537.126 = 372.874 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 372.874 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,449.126 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 406,149.5 + (1.057+0.742)/2 × 317,000.0 × 401.6 / 396.9 = 6.946E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 694,623.9 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 5.954E+05 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 595,391.9 × 437.6 = 2.605E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 1.381 + 1.820 + 0.431 + -0.421 + -0.773 = 2.438 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 1.167 + 1.538 + 0.302 + -0.332 + -0.767 = 1.909 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (595,392/244,739 + -0.127 \times 260,518,733 \times 653/154,118,219,583)$ = **0.328** MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (595,392/244,739 + -0.127 \times 260,518,733 \times 413/154,118,219,583)$ = **0.335** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (595,391.9/244,739.4 + -0.127 \times 260,518,733.4 \times 502.9/154,118,219,582.9)$

$- 18,801.1 \times 2.438 \times 1.5/32,902.0$ = **-1.876** MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (595,391.9/244,739.4 + -0.127 \times 260,518,733.4 \times 362.9/154,118,219,582.9)$

$- 18,801.1 \times 1.909 \times 1.5/32,902.0$ = **-1.419** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 595,391.9/244,739.4 + -0.127 \times 260,518,733.4 \times 372.9/154,118,219,582.9$ = **2.353** MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 595,391.9/244,739.4 + -0.127 \times 260,518,733.4 \times -1,449.1/154,118,219,582.9$ = **2.744** MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = -0.127 ※ 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	93,380.0	-322.6	-3.012E+07	9.718E+09	4.167E+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	-	235,974.5	1,741.8	1.229E+08	1.742E+11	4.219E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 122,912,862.4 / 235,974.5 = 520.874 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 520.874 = 453.811 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 42,190,899,472.7 + 174,195,352,955.3 - 235,974.5 × 520.874² = 1.524E+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) - 520.874 = 669.126 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 669.126 - 240.0 = 429.126 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) - 520.874 = 519.126 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 519.126 - (90.0+50.0) = 379.126 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 520.874 = 389.126 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 389.126 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,432.874 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 × 453.8 = 4.281E+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)×(943,331/235,974+-0.127×428,093,807×669/152,364,192,162) = **0.537** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/235,974+-0.127×428,093,807×429/152,364,192,162) = **0.549** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/235,974.5 + -0.127\times428,093,806.5\times519.1/152,364,192,162.3)$

$- 13,225.8\times0.000225 = \mathbf{-2.730}$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/235,974.5 + -0.127\times428,093,806.5\times379.1/152,364,192,162.3)$

$- 13,225.8\times0.000225 = \mathbf{-2.727}$ MPa

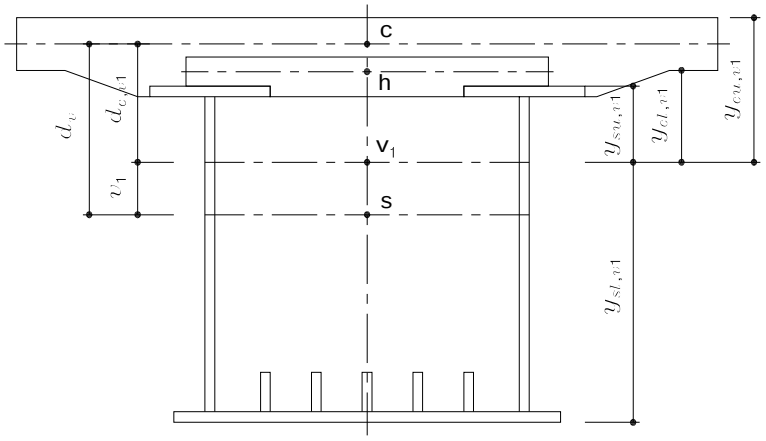
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/235,974.5 + -0.127\times428,093,806.5\times389.1/152,364,192,162.3 = \mathbf{3.859}$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/235,974.5 + -0.127\times428,093,806.5\times-1,432.9/152,364,192,162.3 = \mathbf{4.509}$ 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 = -0.127 ※ 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 - 573.083 = 516.654 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (616.9 + 376.917) / 2 = 496.917 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	93,380.0	-322.6	-3.012E+07	9.718E+09	4.167E+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	-	205,580.5	1,741.8	8.626E+07	1.308E+11	4.199E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 86,261,883.1 / 205,580.5 = 419.602 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 419.602 = 670.135 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 41,993,170,810.5 + 130,815,274,013.8 - 205,580.5 × 419.602² = 1.366E+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) - 419.602 = 770.398 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 770.398 - 240.0 = 530.398 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) - 419.602 = 620.398 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 620.398 - (90.0+50.0) = 480.398 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 419.602 = 490.398 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 490.398 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,331.602 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (0.504+0.308)/2 \times 855{,}000.0 \times 516.654/496.917$ = 3.611E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 361{,}093.6 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 3.611E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 361{,}093.6 \times 670.1$ = 2.420E+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

$f_{cu,v}$ = = 0.504 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.308 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (361{,}093.6/205{,}580.5 + -0.127 \times 241{,}981{,}577.4 \times 770.4/136{,}612{,}823{,}646.4)$

$- 13{,}902.0 \times 0.504 \times 2.0/27{,}804.0$ = **-0.391** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (361{,}093.6/205{,}580.5 + -0.127 \times 241{,}981{,}577.4 \times 530.4/136{,}612{,}823{,}646.4)$

$- 13{,}902.0 \times 0.308 \times 2.0/27{,}804.0$ = **-0.191** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (361{,}094/205{,}580 + -0.127 \times 241{,}981{,}577 \times 620/136{,}612{,}823{,}646)$ = **0.261** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (361{,}094/205{,}580 + -0.127 \times 241{,}981{,}577 \times 480/136{,}612{,}823{,}646)$ = **0.266** MPa

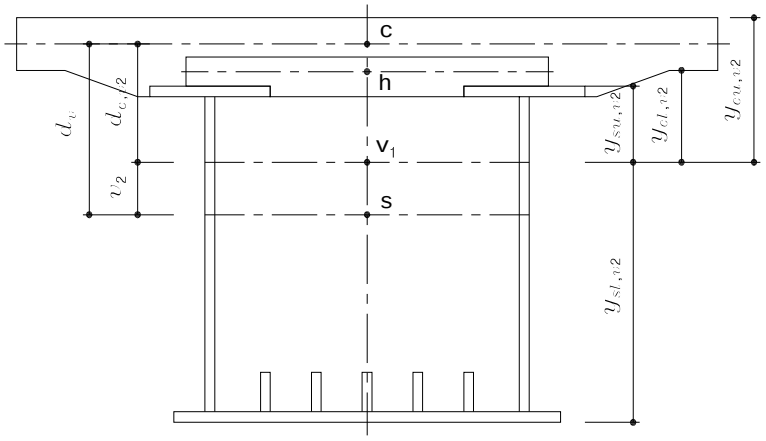
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 361{,}093.6/205{,}580.5 + -0.127 \times 241{,}981{,}577.4 \times 490.4/136{,}612{,}823{,}646.4$ = **1.646** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 361{,}093.6/205{,}580.5 + -0.127 \times 241{,}981{,}577.4 \times -1{,}331.6/136{,}612{,}823{,}646.4$ = **2.056** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = -0.127 ※ 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	93,380.0	-322.6	-3.012E+07	9.718E+09	4.167E+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	-	185,223.3	1,741.8	6.408E+07	1.066E+11	4.191E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 64,077,954.6 / 185,223.3 = 345.950 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 345.950 = 743.787 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 41,911,422,220.3 + 106,640,629,746.9 - 185,223.3 × 345.950² = 1.264E+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) - 345.950 = 844.050 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 844.050 - 240.0 = 604.050 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) - 345.950 = 694.050 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 694.050 - (90.0+50.0) = 554.050 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 345.950 = 564.050 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 564.050 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,257.950 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 × 743.8 = 1.676E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/185,223.3 + -0.127 \times 1,676,150,848.7 \times 564.1/844.1)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.124** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/185,223.3 + -0.127 \times 1,676,150,848.7 \times 564.1/604.1)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.105** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/185,223.3 + -0.127 \times 1,676,150,848.7 \times 564.1/694.1)$ = **1.774** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/185,223.3 + -0.127 \times 1,676,150,848.7 \times 564.1/554.1)$ = **1.812** MPa

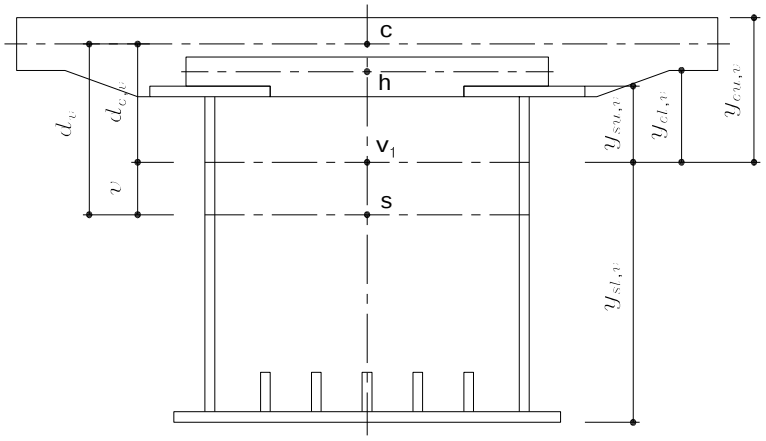
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/185,223.3 + -0.127 \times 1,676,150,848.7 \times 564.1/126,384,301,676.2$ = **11.217** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/185,223.3 + -0.127 \times 1,676,150,848.7 \times -1,257.9/126,384,301,676.2$ = **14.285** 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 - 573.083 = 401.602 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 573.083 = 516.654 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×401.6 + 3,004,714.3×516.7 = 2.058E+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)×(4,262,488.5/266,651.9 + -0.127×2,057,521,170.7×616.9/158,002,705,253.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.199** 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)×(4,262,488.5/266,651.9 + -0.127×2,057,521,170.7×376.9/158,002,705,253.5)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.142** 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)×(4,262,488.5/266,651.9 + -0.127×2,057,521,170.7×466.9/158,002,705,253.5)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.495** 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)×(4,262,488.5/266,651.9 + -0.127×2,057,521,170.7×326.9/158,002,705,253.5)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.457** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/266,651.9 + -0.127 \times 2,057,521,170.7 \times 336.9/158,002,705,253.5 =$ **15.428** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/266,651.9 + -0.127 \times 2,057,521,170.7 \times -1,485.1/158,002,705,253.5 =$ **18.441** MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 772.565/43,200.0 + 44.553/105,269,009.6 + 429.054/105,923,872.7 =$ 22.357 MPa

※ $\upsilon =$ **22.4 MPa** ≤ $\upsilon_a =$ 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 772.565/43,200.0 + 44.553/105,269,009.6 + 429.054/105,923,872.7 =$ 22.357 MPa

※ $\upsilon =$ **22.4 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a =$ 150.0 MPa ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 775.118/43,200.0 + 44.553/105,269,009.6 + 472.848/105,923,872.7 =$ 22.830 MPa

※ $\upsilon =$ **22.8 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	3.201	2.705	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	2.007	1.607	20.000	20.000
1+2+3+5+6	2.462	1.504	10.800	10.800	4.111	3.080	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.811	0.092	10.800	10.800	1.540	1.012	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	-0.387	-1.049	2.174	2.174	0.046	-0.445	23.000	2.875
∑(1~3)+∑(5~10)-11	2.010	1.234	12.420	12.420	3.035	2.469	23.000	23.000
1+2+4+5+6	0.507	0.310	13.500	13.500	0.621	0.372	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	2.464	1.505	13.500	13.500	2.293	1.543	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.813	0.093	13.500	13.500	-0.278	-0.525	3.125	3.125
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	-0.386	-1.049	2.552	2.552	-1.773	-1.982	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	2.012	1.235	14.580	14.580	1.216	0.932	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	16.991	-23.027	198.962	215.000
1+5+6	20.129	-18.761	215.000	215.000
1+2+3+5+6	29.542	-60.252	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	48.616	-36.658	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	64.044	-18.216	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	33.188	-55.099	279.500	247.250
1+2+4+5+6	12.407	-14.214	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	19.886	-47.184	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	38.961	-23.589	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	54.389	-5.148	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	23.532	-42.031	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	0.007	0.011	0.032	0.032	0.039	0.043	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.009	0.008	0.032	0.032	0.041	0.040	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.019	0.079	0.032	0.032	0.051	0.111	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.039	0.029	0.032	0.032	0.071	0.061	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.053	0.005	0.032	0.032	0.084	0.037	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.014	0.050	0.032	0.032	0.046	0.082	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.002	0.003	0.022	0.022	0.024	0.025	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.005	0.031	0.021	0.021	0.027	0.052	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.021	0.008	0.021	0.021	0.042	0.029	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.035	0.000	0.021	0.021	0.056	0.022	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.007	0.021	0.021	0.021	0.028	0.042	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{64.044}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{22.357}{125.000}\right)^2 = 0.053 + 0.032 = 0.084 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-60.252}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{22.357}{125.000}\right)^2 = 0.079 + 0.032 = 0.111 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / (6 × 80) = 5.0 ≤ 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 / 16.991) = 3.56 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 673.8 /(206 ×1.200) = 2.7 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 64.044) = 1.83 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

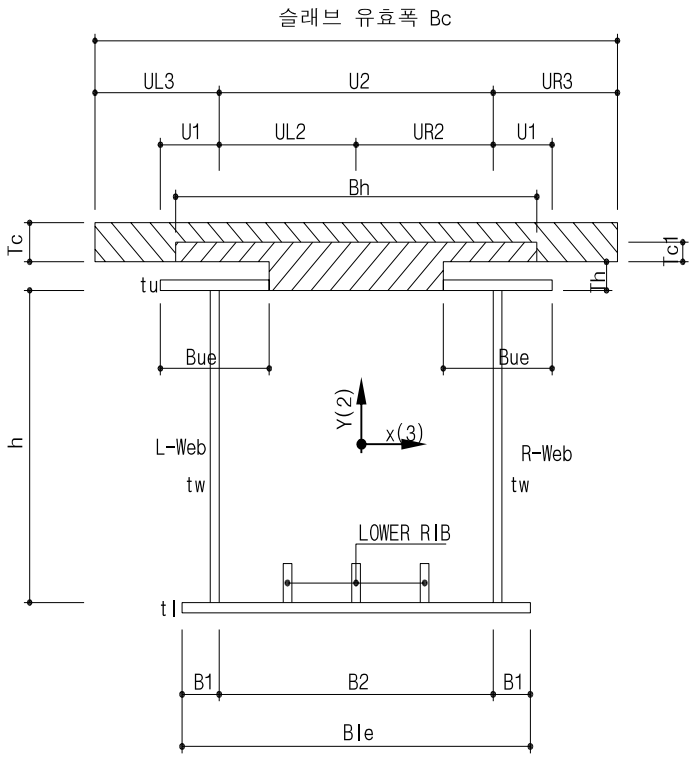
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	4.161	3.517	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	2.968	2.418	30.000	O.K !!
1+2+3+11	3.667	1.831	16.200	O.K !!	6.824	4.970	30.000	O.K !!
1+2+3-11	6.064	4.114	16.200	O.K !!	9.813	7.885	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.865	2.973	16.200	O.K !!	7.125	5.329	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.214	1.561	16.200	O.K !!	4.554	3.261	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	2.016	0.419	16.200	O.K !!	3.060	1.804	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.413	2.703	16.200	O.K !!	6.049	4.719	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	0.658	0.402	16.200	O.K !!	1.164	0.813	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	3.668	1.831	16.200	O.K !!	6.826	4.971	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	6.065	4.115	16.200	O.K !!	9.815	7.886	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.867	2.973	16.200	O.K !!	4.760	3.331	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.216	1.561	16.200	O.K !!	2.189	1.263	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	2.017	0.420	16.200	O.K !!	0.695	-0.194	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.415	2.703	16.200	O.K !!	3.684	2.720	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	22.089	-29.935	355.000	O.K !!
1+5+6	25.226	-25.669	355.000	O.K !!
1+2+3+11	56.116	-93.478	355.000	O.K !!
1+2+3-11	25.260	-130.360	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	43.826	-107.653	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	62.900	-84.058	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	78.328	-68.630	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	44.458	-102.499	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	15.184	-19.744	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	56.122	-93.502	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	25.266	-130.384	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	31.272	-90.656	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	50.346	-67.062	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	65.774	-48.621	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	34.918	-85.503	355.000	O.K !!

[G1 : 최대모멘트] : 절점 4 로 부터 이격거리 2.499 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	2,794.374
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,494.650
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,701.474
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	65.096
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,418.098
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-2.471
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	2.176
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-1.138
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-322.938
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-33.717
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	22.328
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-26.655
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-322.806

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

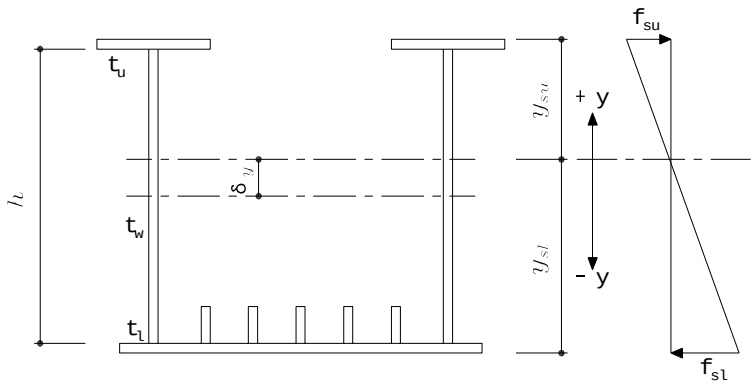
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(㎟)	Y(㎜)	$A_s \cdot Y$(㎜^{3})	$A_s \cdot Y^2$(㎜^{4})	I_{xo}(㎜^{4})
UPPER FL.	2 - 400.0 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 ㎟ A_{c1} = 855,000.0 ㎟ A_h = 317,000.0 ㎟

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) \;/\; (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} \;/\; (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,794.37×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.253** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} \;/\; (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,794.37×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **3.557** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} \;/\; (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,494.65×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **5.319** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} \;/\; (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,494.65×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.449** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 2,794.37×725.4/90,640,702,295.4 = **22.363** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 2,794.37×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-33.807** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,494.65×725.4/90,640,702,295.4 = **27.968** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,494.65×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-42.279** 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

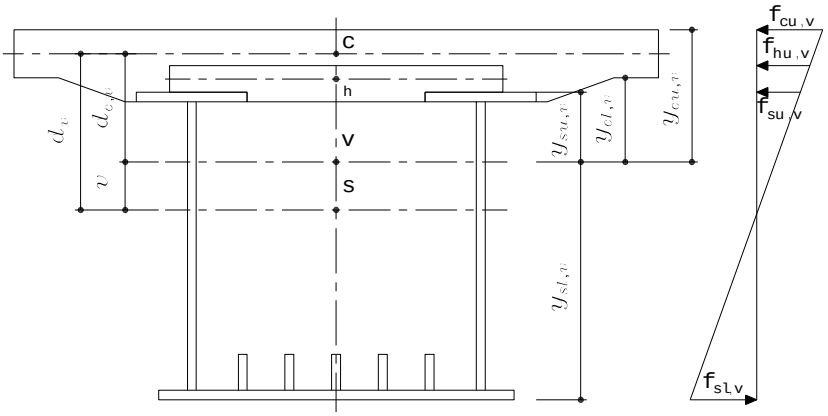
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 2.471 / 43,200.0 + 33.717 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.377** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	259,751.9	1,781.9	1.585E+08	2.005E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 158,506,168.8 / 259,751.9 = 610.221 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,344,937,303.5 + 200,523,436,092.3 − 259,751.9 × 610.221² = 1.441E+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) − 610.221 = 579.779 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 579.779 − 240.0 = 339.779 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) − 610.221 = 429.779 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 429.779 − (90.0+50.0) = 289.779 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 − 610.221 = 299.779 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 299.779 − (1,800.0+10.0+12.0) = -1,522.221 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 2,701.47×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **1.552** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 2,701.47×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.910** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,701.47×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.299** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,701.47×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.876** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,701.47×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **5.618** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,701.47×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-28.529** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 2.176 / 43,200.0 + 22.328 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.261** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,418.10×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **2.539** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,418.10×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **1.488** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,418.10×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **2.125** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,418.10×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.433** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,418.10×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **9.188** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,418.10×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-46.657** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 322.938 / 43,200.0 + 322.806 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **10.523** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -1.14×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **-0.001** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -1.14×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.000** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -1.14×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **-0.001** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -1.14×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.000** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -1.14×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **-0.002** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -1.14×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **0.012** 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

$v = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1.138 / 43,200.0 + 26.655 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.278** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.498 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s + A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c + T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h / (n_h \cdot I_{33})$

= 2,794.4 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 1.245E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,245,381.8 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 4.982E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 498,152.7 × 853.5 = 4.252E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,794.37×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 4.253 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,794.37×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 3.557 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)×(498,152.7/127,383.2 + 0.498×425,178,114.5×918.8/83,729,142,983.3)
- 26,321.6×4.253×0.5/32,902.0 = **-0.897** 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)×(498,152.7/127,383.2 + 0.498×425,178,114.5×778.8/83,729,142,983.3)
- 26,321.6×3.557×0.5/32,902.0 = **-0.664** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

= 498,152.7/127,383.2 + 0.498×425,178,114.5×788.8/83,729,142,983.3 = **5.904** MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

= 498,152.7/127,383.2 + 0.498×425,178,114.5×-1,033.2/83,729,142,983.3 = **1.300** MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.498 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×967.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.525** 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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×827.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.552** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×837.1/78,471,591,800.5 = **4.113** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×-984.9/78,471,591,800.5 = **0.837** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.485 ※ 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (429.8 + 289.8) / 2 = 359.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	237,839.4	1,781.9	1.371E+08	1.797E+11	4.031E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 137,148,450.0 / 237,839.4 = 576.643 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 576.643 = 398.042 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,310,996,511.7 + 179,706,397,621.4 - 237,839.4 × 576.643² = 1.409E+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) - 576.643 = 613.357 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 613.357 - 240.0 = 373.357 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) - 576.643 = 463.357 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 463.357 - (90.0+50.0) = 323.357 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 576.643 = 333.357 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 333.357 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,488.643 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,245,381.8 + (5.197+4.109)/2 × 317,000.0 × 364.5 / 359.8 = 2.740E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,739,506.2 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.348E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,348,148.2 × 398.0 = 9.347E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.253 + 5.319 + 1.299 + -0.897 + -0.525 = 9.450 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.557 + 4.449 + 0.876 + -0.664 + -0.552 = 7.666 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,348,148/237,839+0.485 \times 934,660,547 \times 613/140,931,701,824) = \mathbf{1.692}$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,348,148/237,839+0.485 \times 934,660,547 \times 373/140,931,701,824) = \mathbf{1.582}$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,348,148.2/237,839.4 + 0.485 \times 934,660,546.9 \times 463.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 9.450 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-7.053}$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,348,148.2/237,839.4 + 0.485 \times 934,660,546.9 \times 323.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 7.666 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-5.565}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,348,148.2/237,839.4+0.485 \times 934,660,546.9 \times 333.4/140,931,701,824.0 = \mathbf{10.946}$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,348,148.2/237,839.4+0.485 \times 934,660,546.9 \times -1,488.6/140,931,701,824.0 = \mathbf{5.081}$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.485 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	229,074.5	1,781.9	1.286E+08	1.714E+11	4.030E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 128,605,362.4 / 229,074.5 = 561.413 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 561.413 = 413.272 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,297,420,195.0 + 171,379,582,233.0 - 229,074.5 × 561.413² = 1.395E+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) - 561.413 = 628.587 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 628.587 - 240.0 = 388.587 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) - 561.413 = 478.587 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 478.587 - (90.0+50.0) = 338.587 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 561.413 = 348.587 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 348.587 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,473.413 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 × 413.3 = 3.899E+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)×(943,331/229,074+0.485×389,851,806×629/139,476,293,053) = **0.710** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/229,074+0.485×389,851,806×389/139,476,293,053) = **0.664** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + 0.485\times 389,851,805.8\times 478.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.668$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + 0.485\times 389,851,805.8\times 338.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.680$ MPa

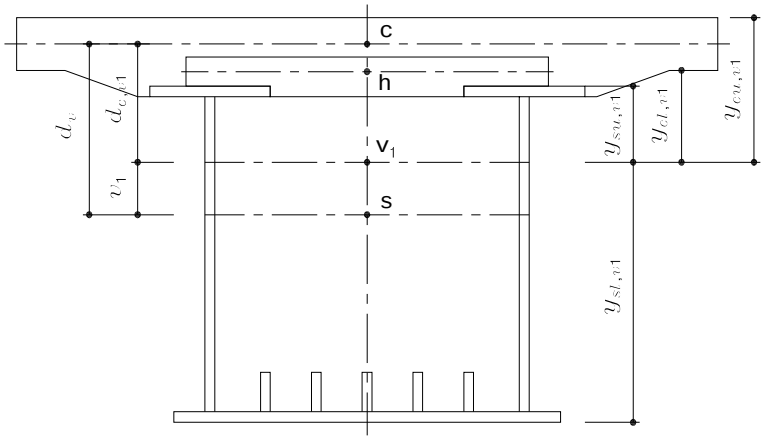
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + 0.485\times 389,851,805.8\times 348.6/139,476,293,052.8 = 4.591$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + 0.485\times 389,851,805.8\times -1,473.4/139,476,293,052.8 = 2.119$ 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 = 0.485 ※ 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 - 610.221 = 479.515 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (579.8 + 339.779) / 2 = 459.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	198,680.5	1,781.9	9.195E+07	1.280E+11	4.010E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 91,954,383.1 / 198,680.5 = 462.825 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 462.825 = 626.911 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,099,691,532.8 + 127,999,503,291.5 - 198,680.5 × 462.825² = 1.255E+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) - 462.825 = 727.175 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 727.175 - 240.0 = 487.175 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) - 462.825 = 577.175 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 577.175 - (90.0+50.0) = 437.175 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 462.825 = 447.175 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 447.175 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,374.825 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.552+0.910)/2 \times 855,000.0 \times 479.515/459.779$ = 1.098E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,097,673.9 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.098E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,097,673.9 \times 626.9$ = 6.881E+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

$f_{cu,v}$ = = 1.552 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.910 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,097,673.9/198,680.5 + 0.485 \times 688,144,199.8 \times 727.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 1.552 \times 2.0/27,804.0$ = **-1.020** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,097,673.9/198,680.5 + 0.485 \times 688,144,199.8 \times 487.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 0.910 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.423** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,097,674/198,680 + 0.485 \times 688,144,200 \times 577/125,540,361,700)$ = **1.139** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,097,674/198,680 + 0.485 \times 688,144,200 \times 437/125,540,361,700)$ = **1.079** MPa

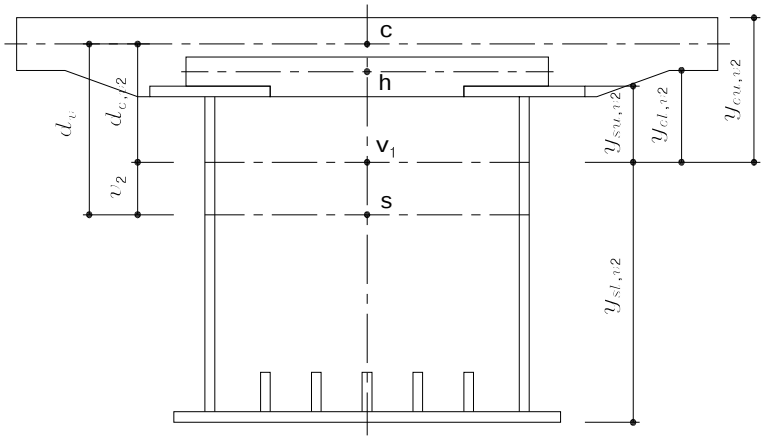
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,097,673.9/198,680.5 + 0.485 \times 688,144,199.8 \times 447.2/125,540,361,700.1$ = **6.714** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,097,673.9/198,680.5 + 0.485 \times 688,144,199.8 \times -1,374.8/125,540,361,700.1$ = **1.870** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.485 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	178,323.3	1,781.9	6.977E+07	1.038E+11	4.002E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 69,770,454.6 / 178,323.3 = 391.258 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 391.258 = 698.479 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,017,942,942.6 + 103,824,859,024.6 - 178,323.3 × 391.258² = 1.165E+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) - 391.258 = 798.742 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 798.742 - 240.0 = 558.742 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) - 391.258 = 648.742 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 648.742 - (90.0+50.0) = 508.742 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 391.258 = 518.742 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 518.742 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,303.258 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 × 698.5 = 1.574E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/798.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.785$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/558.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.860$ MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/648.7) = 2.724$ MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/508.7) = 2.576$ MPa

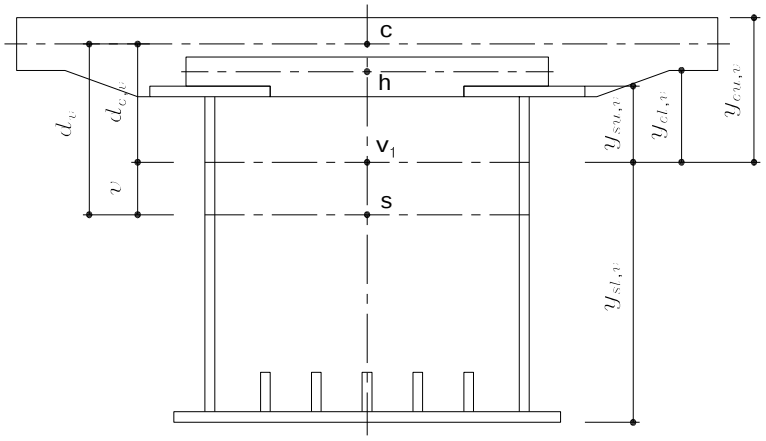
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/116,544,541,789.2 = 16.035$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times -1,303.3/116,544,541,789.2 = 4.101$ 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 610.221 = 479.515 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×364.5 + 3,004,714.3×479.5 = 1.899E+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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.485×1,899,219,115.5×579.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.463** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.485×1,899,219,115.5×339.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.682** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.485×1,899,219,115.5×429.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.859** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.485×1,899,219,115.5×289.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.003** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9+0.485 \times 1,899,219,115.5 \times 299.8/144,144,512,711.7 = \mathbf{18.326}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9+0.485 \times 1,899,219,115.5 \times -1,522.2/144,144,512,711.7 = \mathbf{6.682}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 327.585/43,200.0 + 33.717/105,269,009.6 + 345.134/105,923,872.7 = 11.162$ MPa

※ υ = **11.2 MPa** ≤ υ_a = 125.0 **MPa** ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 327.585/43,200.0 + 33.717/105,269,009.6 + 345.134/105,923,872.7 = 11.162$ MPa

※ υ = **11.2 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0 MPa** ····· **O.K !!**

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 328.154/43,200.0 + 33.717/105,269,009.6 + 358.462/105,923,872.7 = 11.301$ MPa

※ υ = **11.3 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	9.573	8.006	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	8.151	6.790	20.000	20.000
1+2+3+5+6	4.091	2.397	10.800	10.800	11.575	9.099	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.689	2.361	10.800	10.800	5.716	4.507	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	3.226	1.679	12.420	12.420	4.858	3.505	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.152	3.043	12.420	12.420	6.575	5.510	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.552	0.909	13.500	13.500	4.130	3.217	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	4.091	2.397	13.500	13.500	6.255	4.650	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.689	2.361	13.500	13.500	0.397	0.058	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	3.226	1.679	14.580	14.580	-0.462	-0.944	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.152	3.043	14.580	14.580	1.255	1.061	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	50.331	-76.087	198.962	215.000
1+5+6	60.348	-73.949	215.000	215.000
1+2+3+5+6	75.155	-149.135	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	113.441	-135.964	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	131.766	-129.282	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	95.115	-142.647	279.500	247.250
1+2+4+5+6	37.996	-60.187	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	47.186	-106.849	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	85.472	-93.679	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	103.797	-86.997	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	67.146	-100.361	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	0.064	0.125	0.008	0.008	0.072	0.133	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.079	0.118	0.008	0.008	0.087	0.126	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.122	0.481	0.008	0.008	0.130	0.489	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.211	0.400	0.008	0.008	0.218	0.408	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.222	0.273	0.008	0.008	0.230	0.281	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.116	0.333	0.008	0.008	0.124	0.341	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.020	0.050	0.006	0.006	0.026	0.056	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.031	0.158	0.005	0.005	0.036	0.163	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.101	0.122	0.005	0.005	0.106	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.128	0.090	0.005	0.005	0.133	0.095	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.054	0.120	0.005	0.005	0.059	0.125	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{131.766}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{11.162}{125.000}\right)^2 = 0.222 + 0.008 = 0.230 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-149.135}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{11.162}{125.000}\right)^2 = 0.481 + 0.008 = 0.489 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 50.331) = 2.07 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 599.6 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 131.766) = 1.28 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

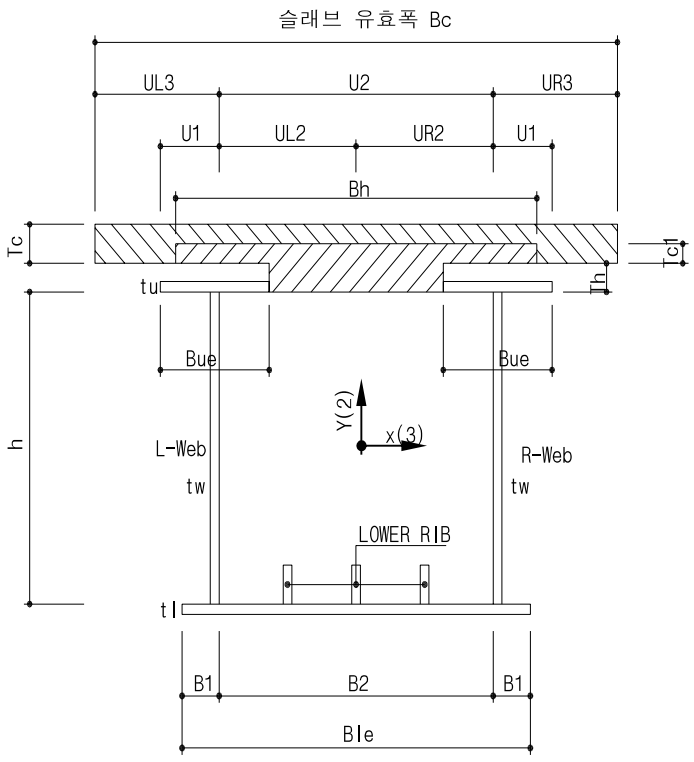
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	12.445	10.408	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	11.023	9.192	30.000	O.K !!
1+2+3+11	7.013	3.699	16.200	O.K !!	17.843	13.624	30.000	O.K !!
1+2+3-11	7.939	5.063	16.200	O.K !!	19.560	15.629	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	7.476	4.381	16.200	O.K !!	17.280	13.411	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	7.074	4.345	16.200	O.K !!	11.421	8.819	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	6.611	3.663	16.200	O.K !!	10.563	7.817	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	7.537	5.027	16.200	O.K !!	12.280	9.822	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	2.017	1.182	16.200	O.K !!	5.796	4.547	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	7.013	3.699	16.200	O.K !!	17.843	13.624	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	7.939	5.063	16.200	O.K !!	19.560	15.629	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	7.476	4.381	16.200	O.K !!	10.364	7.627	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	7.074	4.345	16.200	O.K !!	4.506	3.036	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	6.611	3.663	16.200	O.K !!	3.647	2.033	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	7.537	5.027	16.200	O.K !!	5.364	4.039	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	65.431	-98.913	355.000	O.K !!
1+5+6	75.448	-96.775	355.000	O.K !!
1+2+3+11	110.815	-229.629	355.000	O.K !!
1+2+3-11	74.164	-242.994	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	102.506	-234.175	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	140.792	-221.004	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	159.118	-202.679	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	134.110	-227.687	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	46.391	-78.887	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	110.814	-229.623	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	74.163	-242.988	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	66.147	-179.206	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	104.433	-166.035	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	122.758	-159.353	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	86.107	-172.718	355.000	O.K !!

[G1 : 최대모멘트] : 절점 14 로 부터 이격거리 3.748 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	1,269.393
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	1,616.421
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,090.047
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	57.628
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,628.971
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-23.824
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-18.903
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-5.122
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-317.035
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-15.075
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	17.269
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-2.317
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-303.310

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

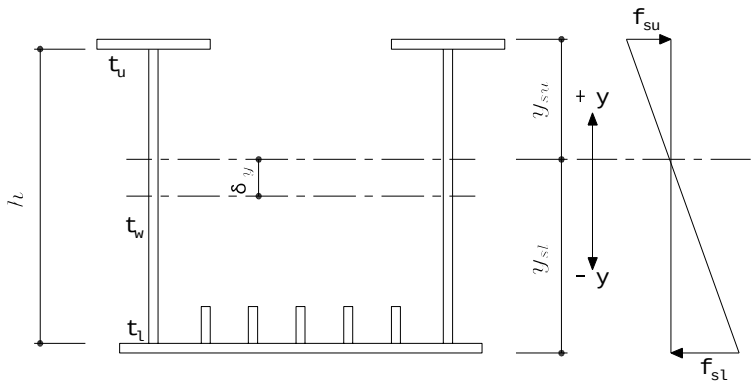
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(㎟)	Y(㎜)	$A_s \cdot Y$(㎜^{3})	$A_s \cdot Y^2$(㎜^{4})	I_{xo}(㎜^{4})
UPPER FL.	2 - 400.0 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 ㎟ A_{c1} = 855,000.0 ㎟ A_h = 317,000.0 ㎟

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) \;/\; (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

▪ Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,269.39×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **1.932** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,269.39×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **1.616** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,616.42×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **2.460** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,616.42×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **2.058** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,269.39×725.4/90,640,702,295.4 = **10.159** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,269.39×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-15.358** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,616.42×725.4/90,640,702,295.4 = **12.936** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,616.42×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-19.556** 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

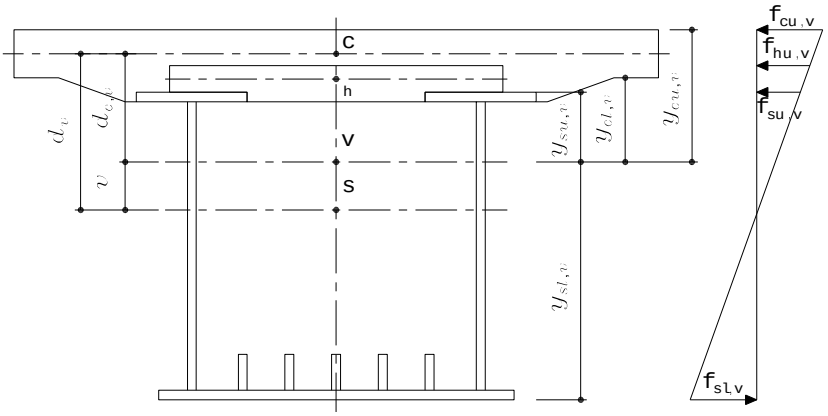
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 23.824 / 43,200.0 + 15.075 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.695** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	259,751.9	1,781.9	1.585E+08	2.005E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 158,506,168.8 / 259,751.9 = 610.221 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,344,937,303.5 + 200,523,436,092.3 − 259,751.9 × 610.221² = 1.441E+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) − 610.221 = 579.779 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 579.779 − 240.0 = 339.779 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) − 610.221 = 429.779 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 429.779 − (90.0+50.0) = 289.779 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 − 610.221 = 299.779 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 299.779 − (1,800.0+10.0+12.0) = -1,522.221 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 1,090.05×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.626** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 1,090.05×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.367** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1,090.05×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.524** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 1,090.05×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.353** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1,090.05×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **2.267** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 1,090.05×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-11.511** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 18.903 / 43,200.0 + 17.269 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.601** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 3,628.97×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **2.085** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 3,628.97×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **1.222** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 3,628.97×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.745** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 3,628.97×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.177** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 3,628.97×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **7.547** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 3,628.97×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-38.323** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 317.035 / 43,200.0 + 303.310 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **10.202** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -5.12×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **-0.003** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -5.12×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **-0.002** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -5.12×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **-0.002** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -5.12×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **-0.002** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -5.12×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **-0.011** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -5.12×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **0.054** 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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 5.122 / 43,200.0 + 2.317 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.140** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = -0.061 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 1,269.4 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 5.657E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 565,736.4 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 2.263E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 226,294.5 × 853.5 = 1.931E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,269.39×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 1.932 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,269.39×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 1.616 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hu}\cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(226,294.5/127,383.2 + -0.061\times193,144,554.9\times918.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6\times1.932\times0.5/32,902.0 = -0.560$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi h}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hl}\cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(226,294.5/127,383.2 + -0.061\times193,144,554.9\times778.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6\times1.616\times0.5/32,902.0 = -0.431$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 226,294.5/127,383.2 + -0.061\times193,144,554.9\times788.8/83,729,142,983.3 = 1.665$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 226,294.5/127,383.2 + -0.061\times193,144,554.9\times-1,033.2/83,729,142,983.3 = 1.922$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = -0.061 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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)×(314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×967.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.734** 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)×(314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×827.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.731** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×837.1/78,471,591,800.5 = **2.423** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×-984.9/78,471,591,800.5 = **2.826** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = -0.062 ※ 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (429.8 + 289.8) / 2 = 359.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	237,839.4	1,781.9	1.371E+08	1.797E+11	4.031E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 137,148,450.0 / 237,839.4 = 576.643 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 576.643 = 398.042 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,310,996,511.7 + 179,706,397,621.4 - 237,839.4 × 576.643² = 1.409E+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) - 576.643 = 613.357 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 613.357 - 240.0 = 373.357 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) - 576.643 = 463.357 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 463.357 - (90.0+50.0) = 323.357 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 576.643 = 333.357 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 333.357 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,488.643 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 565,736.4 + (1.690+1.249)/2 × 317,000.0 × 364.5 / 359.8 = 1.038E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 1,037,555.5 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 8.893E+05 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 889,333.3 × 398.0 = 3.540E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 1.932 + 2.460 + 0.524 + -0.560 + -0.734 = 3.622 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 1.616 + 2.058 + 0.353 + -0.431 + -0.731 = 2.865 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (889,333/237,839+-0.062 \times 353,991,618 \times 613/140,931,701,824) = 0.521$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (889,333/237,839+-0.062 \times 353,991,618 \times 373/140,931,701,824) = 0.526$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (889,333.3/237,839.4 + -0.062 \times 353,991,618.5 \times 463.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 3.622 \times 1.5/32,902.0 = -2.767$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (889,333.3/237,839.4 + -0.062 \times 353,991,618.5 \times 323.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 2.865 \times 1.5/32,902.0 = -2.115$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 889,333.3/237,839.4+-0.062 \times 353,991,618.5 \times 333.4/140,931,701,824.0 = 3.687$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 889,333.3/237,839.4+-0.062 \times 353,991,618.5 \times -1,488.6/140,931,701,824.0 = 3.971$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = -0.062 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	229,074.5	1,781.9	1.286E+08	1.714E+11	4.030E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 128,605,362.4 / 229,074.5 = 561.413 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 561.413 = 413.272 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,297,420,195.0 + 171,379,582,233.0 - 229,074.5 × 561.413² = 1.395E+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) - 561.413 = 628.587 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 628.587 - 240.0 = 388.587 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) - 561.413 = 478.587 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 478.587 - (90.0+50.0) = 338.587 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 561.413 = 348.587 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 348.587 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,473.413 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 × 413.3 = 3.899E+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)×(943,331/229,074+-0.062×389,851,806×629/139,476,293,053) = **0.573** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/229,074+-0.062×389,851,806×389/139,476,293,053) = **0.579** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + -0.062\times 389,851,805.8\times 478.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = \mathbf{-2.715}$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + -0.062\times 389,851,805.8\times 338.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = \mathbf{-2.714}$ MPa

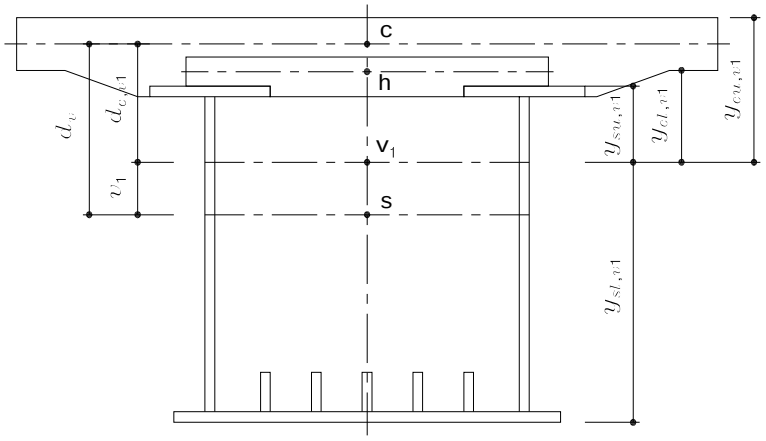
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + -0.062\times 389,851,805.8\times 348.6/139,476,293,052.8 = \mathbf{4.058}$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + -0.062\times 389,851,805.8\times -1,473.4/139,476,293,052.8 = \mathbf{4.374}$ 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 = -0.062 ※ 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 - 610.221 = 479.515 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (579.8 + 339.779) / 2 = 459.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	198,680.5	1,781.9	9.195E+07	1.280E+11	4.010E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 91,954,383.1 / 198,680.5 = 462.825 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 462.825 = 626.911 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,099,691,532.8 + 127,999,503,291.5 - 198,680.5 × 462.825² = 1.255E+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) - 462.825 = 727.175 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 727.175 - 240.0 = 487.175 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) - 462.825 = 577.175 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 577.175 - (90.0+50.0) = 437.175 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 462.825 = 447.175 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 447.175 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,374.825 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (0.626+0.367)/2 \times 855,000.0 \times 479.515/459.779$ = 4.429E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 442,912.3 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 4.429E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 442,912.3 \times 626.9$ = 2.777E+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

$f_{cu,v}$ = = 0.626 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.367 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (442,912.3/198,680.5 + -0.062 \times 277,666,755.5 \times 727.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 0.626 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.474** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (442,912.3/198,680.5 + -0.062 \times 277,666,755.5 \times 487.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 0.367 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.213** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (442,912/198,680 + -0.062 \times 277,666,755 \times 577/125,540,361,700)$ = **0.347** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (442,912/198,680 + -0.062 \times 277,666,755 \times 437/125,540,361,700)$ = **0.350** MPa

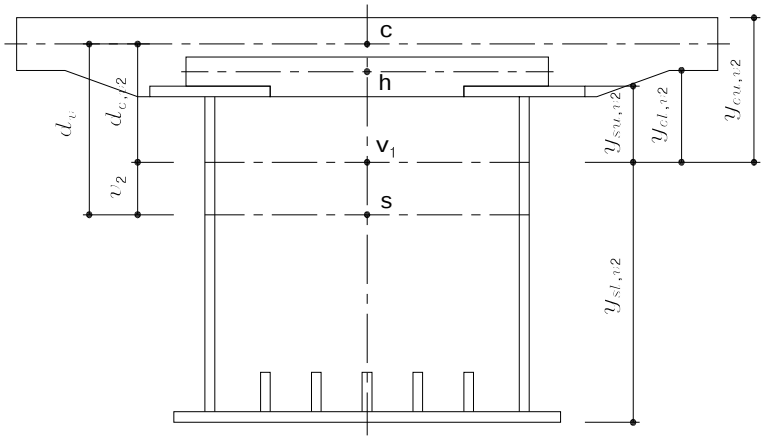
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 442,912.3/198,680.5 + -0.062 \times 277,666,755.5 \times 447.2/125,540,361,700.1$ = **2.168** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 442,912.3/198,680.5 + -0.062 \times 277,666,755.5 \times -1,374.8/125,540,361,700.1$ = **2.418** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = -0.062 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	178,323.3	1,781.9	6.977E+07	1.038E+11	4.002E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 69,770,454.6 / 178,323.3 = 391.258 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 391.258 = 698.479 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,017,942,942.6 + 103,824,859,024.6 - 178,323.3 × 391.258² = 1.165E+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) - 391.258 = 798.742 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 798.742 - 240.0 = 558.742 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) - 391.258 = 648.742 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 648.742 - (90.0+50.0) = 508.742 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 391.258 = 518.742 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 518.742 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,303.258 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 × 698.5 = 1.574E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/798.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.066** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/558.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.056** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/648.7)$ = **1.951** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/508.7)$ = **1.970** MPa

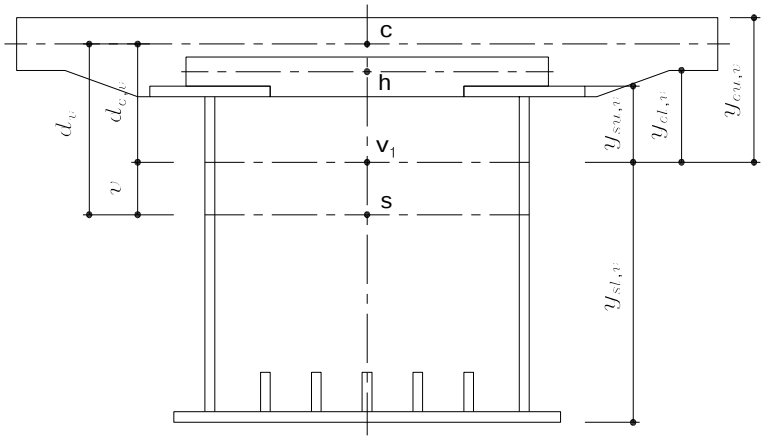
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/116,544,541,789.2$ = **12.203** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times -1,303.3/116,544,541,789.2$ = **13.729** 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 610.221 = 479.515 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×364.5 + 3,004,714.3×479.5 = 1.899E+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)×(4,262,488.5/259,751.9 + -0.062×1,899,219,115.5×579.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.060** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + -0.062×1,899,219,115.5×339.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.032** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + -0.062×1,899,219,115.5×429.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.358** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + -0.062×1,899,219,115.5×289.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.340** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9+-0.062\times1,899,219,115.5\times299.8/144,144,512,711.7 = \mathbf{16.165}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9+-0.062\times1,899,219,115.5\times-1,522.2/144,144,512,711.7 = \mathbf{17.653}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 359.762/43,200.0 + 15.075/105,269,009.6 + 320.580/105,923,872.7 = 11.498$ MPa

※ υ = **11.5 MPa** ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 359.762/43,200.0 + 15.075/105,269,009.6 + 320.580/105,923,872.7 = 11.498$ MPa

※ υ = **11.5 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0 MPa** ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 362.323/43,200.0 + 15.075/105,269,009.6 + 321.738/105,923,872.7 = 11.568$ MPa

※ υ = **11.6 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	4.393	3.674	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	3.098	2.511	20.000	20.000
1+2+3+5+6	2.712	1.589	10.800	10.800	5.367	4.041	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	1.265	0.425	10.800	10.800	2.183	1.531	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.205	-0.607	12.420	2.174	0.824	0.192	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	2.325	1.457	12.420	12.420	3.541	2.871	23.000	23.000
1+2+4+5+6	0.623	0.365	13.500	13.500	1.159	0.805	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	2.710	1.588	13.500	13.500	2.906	1.983	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	1.263	0.424	13.500	13.500	-0.279	-0.527	3.125	3.125
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.203	-0.608	14.580	2.552	-1.637	-1.867	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	2.323	1.456	14.580	14.580	1.079	0.813	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	23.095	-34.913	198.962	215.000
1+5+6	27.184	-30.166	215.000	215.000
1+2+3+5+6	36.998	-80.000	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	59.114	-55.509	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	75.279	-37.856	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	42.949	-73.162	279.500	247.250
1+2+4+5+6	16.504	-22.067	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	24.056	-60.417	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	46.172	-35.926	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	62.337	-18.273	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	30.007	-53.579	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	0.013	0.026	0.008	0.008	0.022	0.035	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.016	0.020	0.008	0.008	0.024	0.028	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.030	0.138	0.008	0.008	0.038	0.147	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.057	0.067	0.008	0.008	0.066	0.075	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.073	0.023	0.008	0.008	0.081	0.032	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.024	0.088	0.008	0.008	0.032	0.096	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.004	0.007	0.006	0.006	0.010	0.013	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.008	0.051	0.005	0.005	0.013	0.056	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.030	0.018	0.005	0.005	0.035	0.023	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.046	0.004	0.005	0.005	0.052	0.009	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.011	0.034	0.005	0.005	0.016	0.040	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{75.279}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{11.498}{125.000}\right)^2 = 0.073 + 0.008 = 0.081 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-80.000}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{11.498}{125.000}\right)^2 = 0.138 + 0.008 = 0.147 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 23.095) = 3.05 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 599.6 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 75.279) = 1.69 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

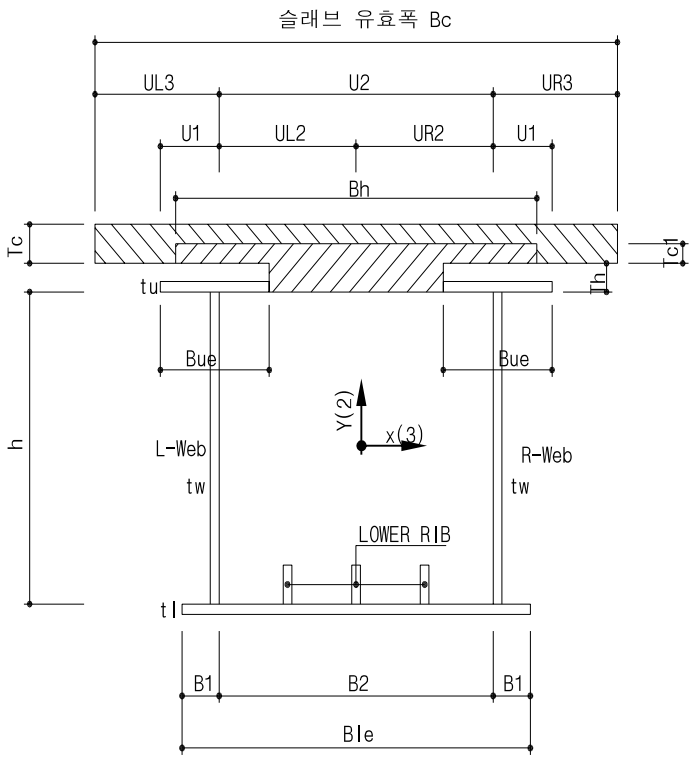
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	5.710	4.776	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	4.416	3.613	30.000	O.K !!
1+2+3+11	4.238	2.073	16.200	O.K !!	8.786	6.425	30.000	O.K !!
1+2+3-11	6.357	4.136	16.200	O.K !!	11.502	9.105	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	5.297	3.105	16.200	O.K !!	8.849	6.603	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.851	1.940	16.200	O.K !!	5.665	4.093	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	2.791	0.908	16.200	O.K !!	4.306	2.753	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.911	2.972	16.200	O.K !!	7.023	5.432	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	0.811	0.475	16.200	O.K !!	1.896	1.396	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	4.236	2.072	16.200	O.K !!	8.785	6.425	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	6.356	4.136	16.200	O.K !!	11.501	9.104	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	5.296	3.104	16.200	O.K !!	5.649	3.927	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.849	1.939	16.200	O.K !!	2.465	1.417	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	2.789	0.908	16.200	O.K !!	1.107	0.077	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.909	2.971	16.200	O.K !!	3.823	2.757	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	30.024	-45.388	355.000	O.K !!
1+5+6	34.112	-40.640	355.000	O.K !!
1+2+3+11	65.362	-125.094	355.000	O.K !!
1+2+3-11	33.032	-160.401	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	53.286	-138.000	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	75.402	-113.508	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	91.567	-97.343	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	57.748	-131.161	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	20.232	-30.128	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	65.357	-125.067	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	33.027	-160.374	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	36.463	-112.550	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	58.579	-88.058	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	74.744	-70.405	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	42.414	-105.712	355.000	O.K !!

[G1 : 최대모멘트] : 절점 23 로 부터 이격거리 1.249 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	1,270.902
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	1,618.747
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,092.562
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	57.898
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,628.783
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	23.632
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	18.760
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	5.196
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	317.074
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	15.436
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-16.879
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	2.215
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	303.443

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

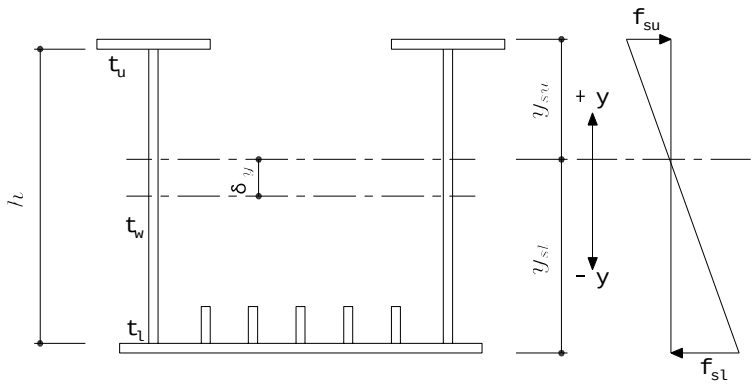
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(㎟)	Y(㎜)	$A_s \cdot Y$(㎜^{3})	$A_s \cdot Y^2$(㎜^{4})	I_{xo}(㎜^{4})
UPPER FL.	2 - 400.0 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 ㎟ A_{c1} = 855,000.0 ㎟ A_h = 317,000.0 ㎟

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) \;/\; (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

▪ Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,270.90×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **1.934** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,270.90×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **1.618** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,618.75×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **2.464** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,618.75×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **2.061** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,270.90×725.4/90,640,702,295.4 = **10.171** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,270.90×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-15.376** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,618.75×725.4/90,640,702,295.4 = **12.955** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,618.75×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-19.584** 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

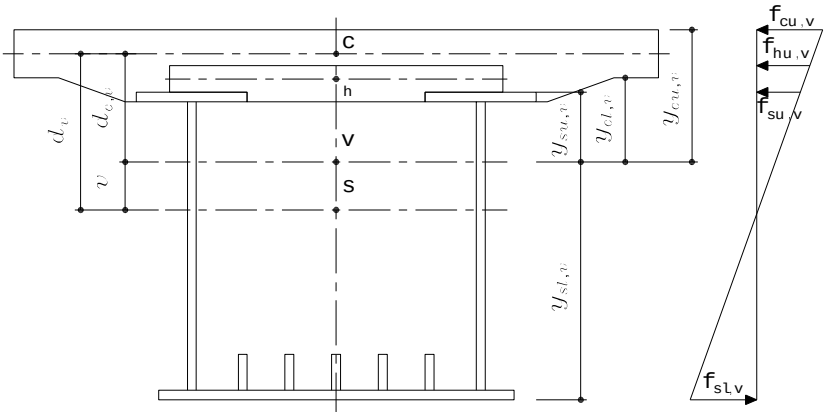
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 23.632 / 43,200.0 + 15.436 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.694** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	259,751.9	1,781.9	1.585E+08	2.005E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 158,506,168.8 / 259,751.9 = 610.221 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,344,937,303.5 + 200,523,436,092.3 − 259,751.9 × 610.221² = 1.441E+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) − 610.221 = 579.779 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 579.779 − 240.0 = 339.779 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) − 610.221 = 429.779 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 429.779 − (90.0+50.0) = 289.779 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 − 610.221 = 299.779 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 299.779 − (1,800.0+10.0+12.0) = -1,522.221 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 1,092.56×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.628** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 1,092.56×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.368** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1,092.56×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.525** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 1,092.56×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.354** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1,092.56×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **2.272** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 1,092.56×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-11.538** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 18.760 / 43,200.0 + 16.879 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.594** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 3,628.78×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **2.085** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 3,628.78×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **1.222** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 3,628.78×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.745** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 3,628.78×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.177** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 3,628.78×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **7.547** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 3,628.78×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-38.321** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 317.074 / 43,200.0 + 303.443 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **10.204** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 5.20×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.003** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 5.20×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.002** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 5.20×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.002** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 5.20×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.002** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 5.20×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **0.011** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 5.20×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 5.196 / 43,200.0 + 2.215 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.141** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = -0.061 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 1,270.9 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 5.664E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 566,408.9 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 2.266E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 226,563.6 × 853.5 = 1.934E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,270.90×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 1.934 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,270.90×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 1.618 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (226,563.6/127,383.2 + -0.061 \times 193,374,156.8 \times 918.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6 \times 1.934 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.561}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (226,563.6/127,383.2 + -0.061 \times 193,374,156.8 \times 778.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6 \times 1.618 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.432}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 226,563.6/127,383.2 + -0.061 \times 193,374,156.8 \times 788.8/83,729,142,983.3 = \mathbf{1.667}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 226,563.6/127,383.2 + -0.061 \times 193,374,156.8 \times -1,033.2/83,729,142,983.3 = \mathbf{1.924}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = -0.061 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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)×(314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×967.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.734** 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)×(314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×827.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.731** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×837.1/78,471,591,800.5 = **2.423** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×-984.9/78,471,591,800.5 = **2.826** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = -0.062 ※ 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (429.8 + 289.8) / 2 = 359.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	237,839.4	1,781.9	1.371E+08	1.797E+11	4.031E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 137,148,450.0 / 237,839.4 = 576.643 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 576.643 = 398.042 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,310,996,511.7 + 179,706,397,621.4 - 237,839.4 × 576.643² = 1.409E+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) - 576.643 = 613.357 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 613.357 - 240.0 = 373.357 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) - 576.643 = 463.357 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 463.357 - (90.0+50.0) = 323.357 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 576.643 = 333.357 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 333.357 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,488.643 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 566,408.9 + (1.694+1.252)/2 × 317,000.0 × 364.5 / 359.8 = 1.039E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 1,039,408.0 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 8.909E+05 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 890,921.2 × 398.0 = 3.546E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 1.934 + 2.464 + 0.525 + -0.561 + -0.734 = 3.628 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 1.618 + 2.061 + 0.354 + -0.432 + -0.731 = 2.870 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (890,921/237,839 + -0.062 \times 354,623,643 \times 613/140,931,701,824) = 0.521$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (890,921/237,839 + -0.062 \times 354,623,643 \times 373/140,931,701,824) = 0.527$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (890,921.2/237,839.4 + -0.062 \times 354,623,643.1 \times 463.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 3.628 \times 1.5/32,902.0 = -2.771$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (890,921.2/237,839.4 + -0.062 \times 354,623,643.1 \times 323.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 2.870 \times 1.5/32,902.0 = -2.119$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 890,921.2/237,839.4 + -0.062 \times 354,623,643.1 \times 333.4/140,931,701,824.0 = 3.694$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 890,921.2/237,839.4 + -0.062 \times 354,623,643.1 \times -1,488.6/140,931,701,824.0 = 3.978$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = -0.062 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	229,074.5	1,781.9	1.286E+08	1.714E+11	4.030E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 128,605,362.4 / 229,074.5 = 561.413 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 561.413 = 413.272 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,297,420,195.0 + 171,379,582,233.0 - 229,074.5 × 561.413² = 1.395E+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) - 561.413 = 628.587 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 628.587 - 240.0 = 388.587 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) - 561.413 = 478.587 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 478.587 - (90.0+50.0) = 338.587 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 561.413 = 348.587 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 348.587 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,473.413 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 × 413.3 = 3.899E+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)×(943,331/229,074+-0.062×389,851,806×629/139,476,293,053) = **0.573** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/229,074+-0.062×389,851,806×389/139,476,293,053) = **0.579** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + -0.062\times 389,851,805.8\times 478.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = \mathbf{-2.715}$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + -0.062\times 389,851,805.8\times 338.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = \mathbf{-2.714}$ MPa

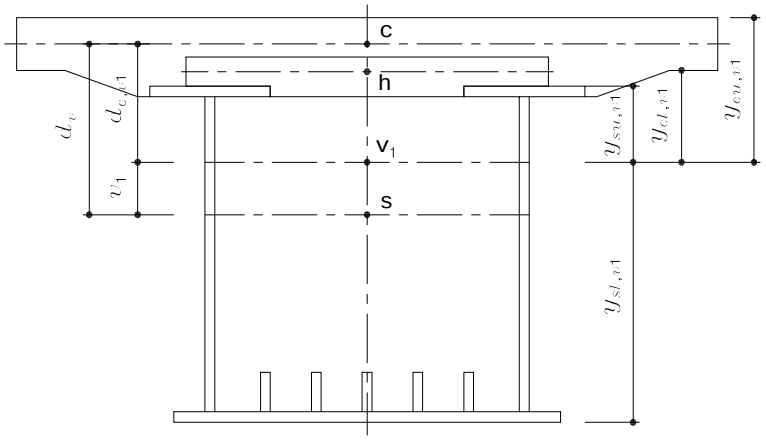
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + -0.062\times 389,851,805.8\times 348.6/139,476,293,052.8 = \mathbf{4.058}$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + -0.062\times 389,851,805.8\times -1,473.4/139,476,293,052.8 = \mathbf{4.374}$ 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 = -0.062 ※ 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 - 610.221 = 479.515 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (579.8 + 339.779) / 2 = 459.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	198,680.5	1,781.9	9.195E+07	1.280E+11	4.010E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 91,954,383.1 / 198,680.5 = 462.825 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 462.825 = 626.911 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,099,691,532.8 + 127,999,503,291.5 - 198,680.5 × 462.825² = 1.255E+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) - 462.825 = 727.175 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 727.175 - 240.0 = 487.175 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) - 462.825 = 577.175 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 577.175 - (90.0+50.0) = 437.175 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 462.825 = 447.175 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 447.175 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,374.825 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (0.628+0.368)/2 \times 855,000.0 \times 479.515/459.779$ = 4.439E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 443,934.2 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 4.439E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 443,934.2 \times 626.9$ = 2.783E+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

$f_{cu,v}$ = = 0.628 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.368 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (443,934.2/198,680.5 + -0.062 \times 278,307,399.3 \times 727.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 0.628 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.475** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (443,934.2/198,680.5 + -0.062 \times 278,307,399.3 \times 487.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 0.368 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.213** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (443,934/198,680 + -0.062 \times 278,307,399 \times 577/125,540,361,700)$ = **0.348** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (443,934/198,680 + -0.062 \times 278,307,399 \times 437/125,540,361,700)$ = **0.351** MPa

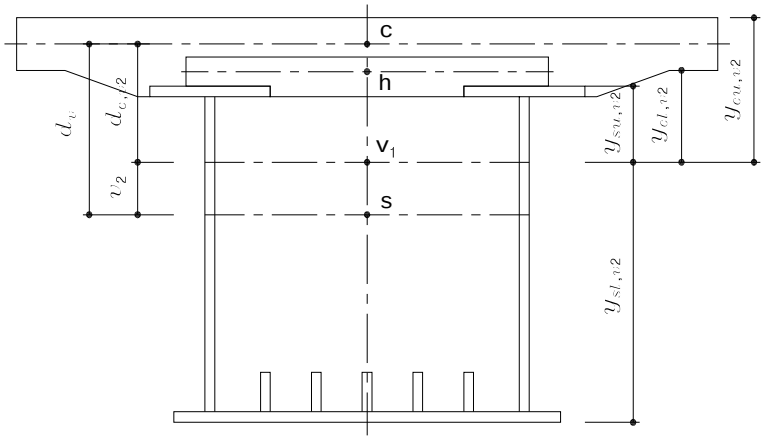
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 443,934.2/198,680.5 + -0.062 \times 278,307,399.3 \times 447.2/125,540,361,700.1$ = **2.173** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 443,934.2/198,680.5 + -0.062 \times 278,307,399.3 \times -1,374.8/125,540,361,700.1$ = **2.423** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = -0.062 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	178,323.3	1,781.9	6.977E+07	1.038E+11	4.002E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 69,770,454.6 / 178,323.3 = 391.258 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 391.258 = 698.479 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,017,942,942.6 + 103,824,859,024.6 - 178,323.3 × 391.258² = 1.165E+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) - 391.258 = 798.742 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 798.742 - 240.0 = 558.742 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) - 391.258 = 648.742 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 648.742 - (90.0+50.0) = 508.742 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 391.258 = 518.742 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 518.742 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,303.258 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 × 698.5 = 1.574E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/798.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.066** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/558.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.056** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/648.7)$ = **1.951** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/508.7)$ = **1.970** MPa

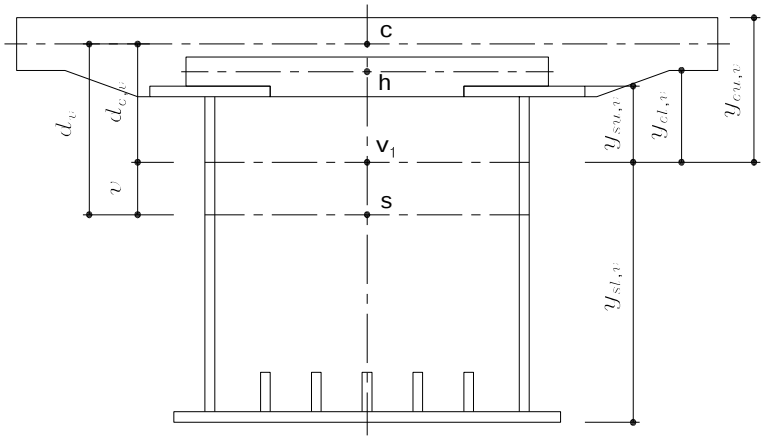
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/116,544,541,789.2$ = **12.203** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + -0.062 \times 1,574,046,639.5 \times -1,303.3/116,544,541,789.2$ = **13.729** 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 610.221 = 479.515 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×364.5 + 3,004,714.3×479.5 = 1.899E+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)×(4,262,488.5/259,751.9 + -0.062×1,899,219,115.5×579.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.060** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + -0.062×1,899,219,115.5×339.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.032** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + -0.062×1,899,219,115.5×429.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.358** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + -0.062×1,899,219,115.5×289.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.340** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9 + -0.062 \times 1,899,219,115.5 \times 299.8/144,144,512,711.7 =$ **16.165** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9 + -0.062 \times 1,899,219,115.5 \times -1,522.2/144,144,512,711.7 =$ **17.653** MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 359.466/43,200.0 + 15.436/105,269,009.6 + 320.322/105,923,872.7 =$ 11.492 MPa

※ $\upsilon =$ **11.5** MPa ≤ $\upsilon_a =$ 125.0 MPa ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 359.466/43,200.0 + 15.436/105,269,009.6 + 320.322/105,923,872.7 =$ 11.492 MPa

※ $\upsilon =$ **11.5** MPa ≤ $1.2\upsilon_a =$ 150.0 MPa ····· **O.K !!**

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w/2 + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt}/2 + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 362.063/43,200.0 + 15.436/105,269,009.6 + 321.430/105,923,872.7 =$ 11.562 MPa

※ $\upsilon =$ **11.6** 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	4.398	3.679	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	3.103	2.516	20.000	20.000
1+2+3+5+6	2.713	1.590	10.800	10.800	5.373	4.046	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	1.266	0.426	10.800	10.800	2.185	1.534	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.206	-0.606	12.420	2.174	0.827	0.194	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	2.326	1.458	12.420	12.420	3.543	2.873	23.000	23.000
1+2+4+5+6	0.631	0.370	13.500	13.500	1.167	0.811	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	2.714	1.591	13.500	13.500	2.911	1.987	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	1.267	0.427	13.500	13.500	-0.278	-0.526	3.125	3.125
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.208	-0.605	14.580	2.552	-1.636	-1.866	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	2.327	1.459	14.580	14.580	1.080	0.813	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	23.126	-34.960	198.962	215.000
1+5+6	27.216	-30.210	215.000	215.000
1+2+3+5+6	37.035	-80.069	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	59.163	-55.565	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	75.328	-37.912	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	42.998	-73.218	279.500	247.250
1+2+4+5+6	16.545	-22.219	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	24.086	-60.513	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	46.213	-36.008	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	62.378	-18.355	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	30.048	-53.662	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	0.026	0.008	0.008	0.022	0.035	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.016	0.020	0.008	0.008	0.024	0.028	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.030	0.139	0.008	0.008	0.038	0.147	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.057	0.067	0.008	0.008	0.066	0.075	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.073	0.024	0.008	0.008	0.081	0.032	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.024	0.088	0.008	0.008	0.032	0.096	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.004	0.007	0.006	0.006	0.010	0.013	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.008	0.051	0.005	0.005	0.014	0.056	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.030	0.018	0.005	0.005	0.035	0.023	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.046	0.004	0.005	0.005	0.052	0.009	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.011	0.034	0.005	0.005	0.016	0.040	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{75.328}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{11.492}{125.000}\right)^2 = 0.073 + 0.008 = 0.081 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-80.069}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{11.492}{125.000}\right)^2 = 0.139 + 0.008 = 0.147 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 23.126) = 3.05 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 599.6 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 75.328) = 1.69 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

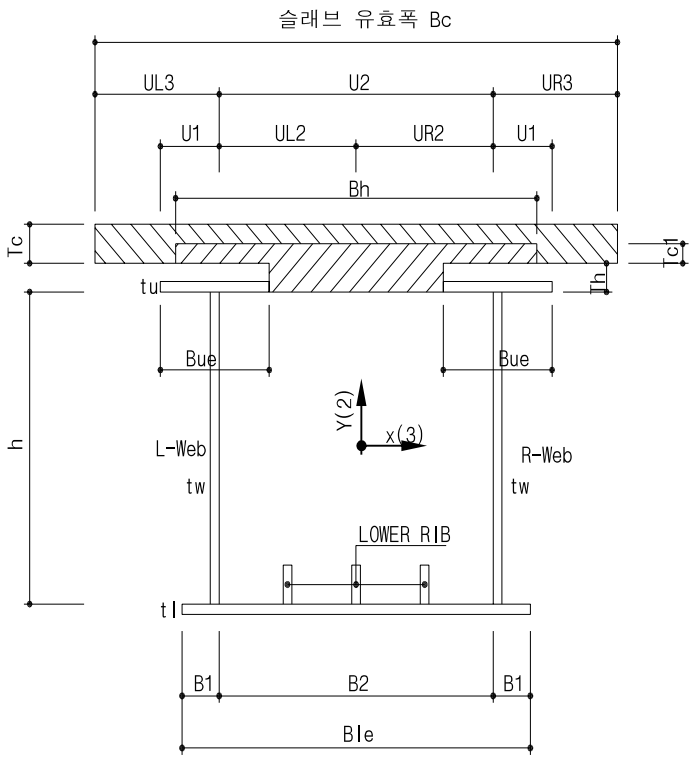
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	5.718	4.782	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	4.422	3.619	30.000	O.K !!
1+2+3+11	4.239	2.074	16.200	O.K !!	8.795	6.433	30.000	O.K !!
1+2+3-11	6.359	4.137	16.200	O.K !!	11.511	9.112	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	5.299	3.106	16.200	O.K !!	8.857	6.609	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.852	1.942	16.200	O.K !!	5.669	4.097	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	2.792	0.910	16.200	O.K !!	4.311	2.757	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.912	2.974	16.200	O.K !!	7.027	5.436	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	0.819	0.480	16.200	O.K !!	1.905	1.402	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	4.241	2.075	16.200	O.K !!	8.796	6.434	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	6.360	4.138	16.200	O.K !!	11.512	9.113	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	5.301	3.106	16.200	O.K !!	5.656	3.931	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.854	1.943	16.200	O.K !!	2.467	1.418	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	2.794	0.911	16.200	O.K !!	1.109	0.079	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.913	2.974	16.200	O.K !!	3.825	2.758	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	30.064	-45.448	355.000	O.K !!
1+5+6	34.154	-40.698	355.000	O.K !!
1+2+3+11	65.408	-125.185	355.000	O.K !!
1+2+3-11	33.078	-160.491	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	53.334	-138.088	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	75.461	-113.584	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	91.626	-97.419	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	57.808	-131.237	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	20.278	-30.293	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	65.414	-125.212	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	33.084	-160.519	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	36.498	-112.656	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	58.625	-88.152	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	74.790	-70.499	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	42.460	-105.805	355.000	O.K !!

[G1 : 최대모멘트] : 절점 33 로 부터 이격거리 2.499 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	2,790.867
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,488.592
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,695.706
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	74.316
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,421.452
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	2.796
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-1.972
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	1.318
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	322.792
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	17.834
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-27.892
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-24.457
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-308.950

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

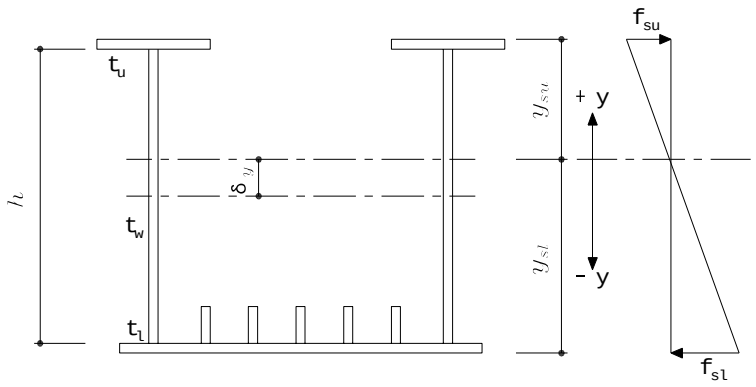
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

X(3)축 방향 단면 제원

구 분	규 격	A_s(㎟)	Y(㎜)	$A_s \cdot Y$(㎜^{3})	$A_s \cdot Y^2$(㎜^{4})	I_{xo}(㎜^{4})
UPPER FL.	2 - 400.0 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 ㎟ A_{c1} = 855,000.0 ㎟ A_h = 317,000.0 ㎟

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 강재에 의한 도심축 이동량

$\delta_{ys} = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) \;/\; (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

▪ Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,790.87×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.248** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,790.87×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **3.553** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,488.59×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **5.310** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,488.59×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.441** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 2,790.87×725.4/90,640,702,295.4 = **22.335** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 2,790.87×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-33.765** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,488.59×725.4/90,640,702,295.4 = **27.919** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,488.59×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-42.206** 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

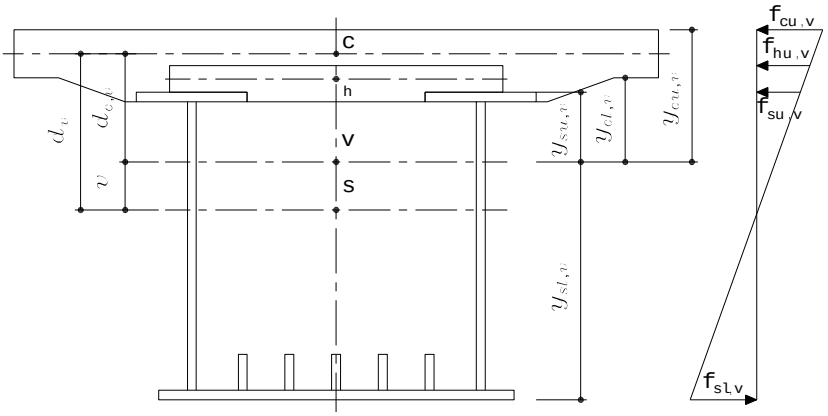
$H = h + (\text{환산두께})/2 + tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 2.796 / 43,200.0 + 17.834 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.234** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	259,751.9	1,781.9	1.585E+08	2.005E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 158,506,168.8 / 259,751.9 = 610.221 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,344,937,303.5 + 200,523,436,092.3 − 259,751.9 × 610.221² = 1.441E+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) − 610.221 = 579.779 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 579.779 − 240.0 = 339.779 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) − 610.221 = 429.779 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 429.779 − (90.0+50.0) = 289.779 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 − 610.221 = 299.779 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 299.779 − (1,800.0+10.0+12.0) = -1,522.221 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 2,695.71×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **1.549** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 2,695.71×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.908** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,695.71×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.296** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,695.71×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.874** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,695.71×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **5.606** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,695.71×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-28.468** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1.972 / 43,200.0 + 27.892 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.309** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,421.45×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **2.541** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,421.45×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **1.489** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,421.45×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **2.126** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,421.45×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **1.434** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,421.45×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **9.195** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,421.45×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-46.692** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 322.792 / 43,200.0 + 308.950 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **10.389** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 1.32×579.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.001** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 1.32×339.8/(144,144,512,711.7×7.0) = **0.000** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1.32×429.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.001** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 1.32×289.8/(144,144,512,711.7×6.2) = **0.000** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1.32×299.8/(144,144,512,711.7×1.0) = **0.003** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 1.32×-1,522.2/(144,144,512,711.7×1.0) = **-0.014** 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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1.318 / 43,200.0 + 24.457 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.261** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.498 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 2,790.9 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 1.244E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,243,818.9 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 4.975E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 497,527.5 × 853.5 = 4.246E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,790.87×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 4.248 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,790.87×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 3.553 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)×(497,527.5/127,383.2 + 0.498×424,644,506.8×918.8/83,729,142,983.3)

- 26,321.6×4.248×0.5/32,902.0 = **-0.896** 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)×(497,527.5/127,383.2 + 0.498×424,644,506.8×778.8/83,729,142,983.3)

$- 26,321.6 \times 3.553 \times 0.5 / 32,902.0 = -0.664$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 497,527.5/127,383.2 + 0.498 \times 424,644,506.8 \times 788.8/83,729,142,983.3 = 5.897$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 497,527.5/127,383.2 + 0.498 \times 424,644,506.8 \times -1,033.2/83,729,142,983.3 = 1.298$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.498 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×967.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.525** 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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×827.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.552** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×837.1/78,471,591,800.5 = **4.113** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×-984.9/78,471,591,800.5 = **0.837** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.485 ※ 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (429.8 + 289.8) / 2 = 359.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	237,839.4	1,781.9	1.371E+08	1.797E+11	4.031E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 137,148,450.0 / 237,839.4 = 576.643 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 576.643 = 398.042 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,310,996,511.7 + 179,706,397,621.4 - 237,839.4 × 576.643² = 1.409E+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) - 576.643 = 613.357 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 613.357 - 240.0 = 373.357 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) - 576.643 = 463.357 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 463.357 - (90.0+50.0) = 323.357 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 576.643 = 333.357 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 333.357 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,488.643 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,243,818.9 + (5.186+4.100)/2 × 317,000.0 × 364.5 / 359.8 = 2.735E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,734,807.6 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.344E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,344,120.8 × 398.0 = 9.331E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.248 + 5.310 + 1.296 + -0.896 + -0.525 = 9.434 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.553 + 4.441 + 0.874 + -0.664 + -0.552 = 7.653 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,344,121/237,839+0.485 \times 933,057,490 \times 613/140,931,701,824) = 1.690$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,344,121/237,839+0.485 \times 933,057,490 \times 373/140,931,701,824) = 1.579$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,344,120.8/237,839.4 + 0.485 \times 933,057,489.5 \times 463.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 9.434 \times 1.5/32,902.0 = -7.041$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,344,120.8/237,839.4 + 0.485 \times 933,057,489.5 \times 323.4/140,931,701,824.0)$

$- 18,801.1 \times 7.653 \times 1.5/32,902.0 = -5.555$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,344,120.8/237,839.4+0.485 \times 933,057,489.5 \times 333.4/140,931,701,824.0 = 10.927$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,344,120.8/237,839.4+0.485 \times 933,057,489.5 \times -1,488.6/140,931,701,824.0 = 5.072$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.485 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	229,074.5	1,781.9	1.286E+08	1.714E+11	4.030E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 128,605,362.4 / 229,074.5 = 561.413 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 561.413 = 413.272 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,297,420,195.0 + 171,379,582,233.0 - 229,074.5 × 561.413² = 1.395E+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) - 561.413 = 628.587 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 628.587 - 240.0 = 388.587 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) - 561.413 = 478.587 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 478.587 - (90.0+50.0) = 338.587 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 561.413 = 348.587 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 348.587 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,473.413 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 × 413.3 = 3.899E+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)×(943,331/229,074+0.485×389,851,806×629/139,476,293,053) = **0.710** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/229,074+0.485×389,851,806×389/139,476,293,053) = **0.664** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + 0.485\times 389,851,805.8\times 478.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.668$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/229,074.5 + 0.485\times 389,851,805.8\times 338.6/139,476,293,052.8)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.680$ MPa

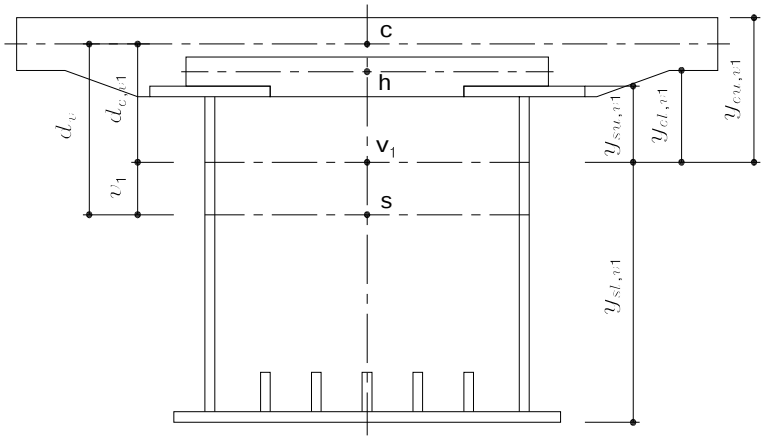
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + 0.485\times 389,851,805.8\times 348.6/139,476,293,052.8 = 4.591$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/229,074.5 + 0.485\times 389,851,805.8\times -1,473.4/139,476,293,052.8 = 2.119$ 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 = 0.485 ※ 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 - 610.221 = 479.515 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (579.8 + 339.779) / 2 = 459.779 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	198,680.5	1,781.9	9.195E+07	1.280E+11	4.010E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 91,954,383.1 / 198,680.5 = 462.825 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,089.737 - 462.825 = 626.911 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,099,691,532.8 + 127,999,503,291.5 - 198,680.5 × 462.825² = 1.255E+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) - 462.825 = 727.175 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 727.175 - 240.0 = 487.175 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) - 462.825 = 577.175 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 577.175 - (90.0+50.0) = 437.175 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 462.825 = 447.175 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 447.175 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,374.825 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.549+0.908)/2 \times 855,000.0 \times 479.515/459.779$ = 1.095E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,095,330.2 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.095E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,095,330.2 \times 626.9$ = 6.867E+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

$f_{cu,v}$ = = 1.549 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.908 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,095,330.2/198,680.5 + 0.485 \times 686,674,922.0 \times 727.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 1.549 \times 2.0/27,804.0$ = **-1.017** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,095,330.2/198,680.5 + 0.485 \times 686,674,922.0 \times 487.2/125,540,361,700.1)$

$- 13,902.0 \times 0.908 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.422** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,095,330/198,680 + 0.485 \times 686,674,922 \times 577/125,540,361,700)$ = **1.136** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,095,330/198,680 + 0.485 \times 686,674,922 \times 437/125,540,361,700)$ = **1.076** MPa

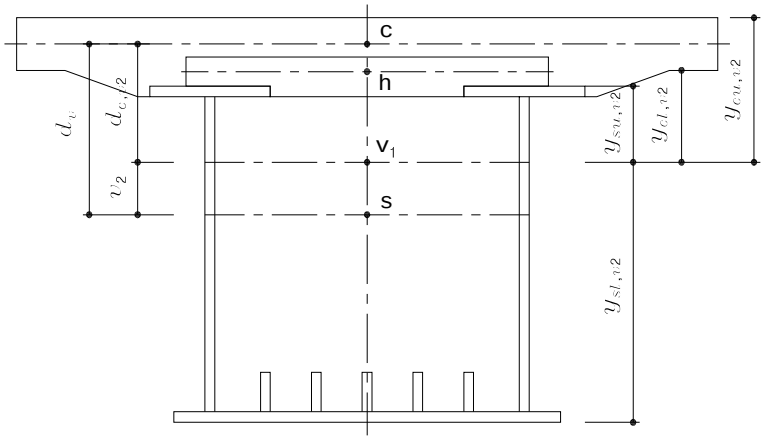
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,095,330.2/198,680.5 + 0.485 \times 686,674,922.0 \times 447.2/125,540,361,700.1$ = **6.699** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,095,330.2/198,680.5 + 0.485 \times 686,674,922.0 \times -1,374.8/125,540,361,700.1$ = **1.866** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.485 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	178,323.3	1,781.9	6.977E+07	1.038E+11	4.002E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 69,770,454.6 / 178,323.3 = 391.258 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,089.737 - 391.258 = 698.479 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,017,942,942.6 + 103,824,859,024.6 - 178,323.3 × 391.258² = 1.165E+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) - 391.258 = 798.742 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 798.742 - 240.0 = 558.742 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) - 391.258 = 648.742 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 648.742 - (90.0+50.0) = 508.742 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 391.258 = 518.742 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 518.742 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,303.258 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 × 698.5 = 1.574E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/798.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.785$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/558.7)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.860$ MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/648.7) = 2.724$ MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/508.7) = 2.576$ MPa

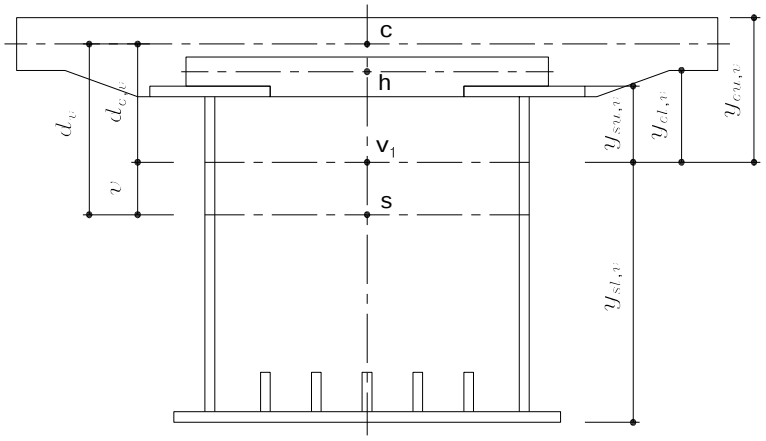
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times 518.7/116,544,541,789.2 = 16.035$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,253,535.7/178,323.3 + 0.485 \times 1,574,046,639.5 \times -1,303.3/116,544,541,789.2 = 4.101$ 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 - 610.221 = 364.463 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,089.737 - 610.221 = 479.515 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×364.5 + 3,004,714.3×479.5 = 1.899E+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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.485×1,899,219,115.5×579.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.463** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.485×1,899,219,115.5×339.8/144,144,512,711.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.682** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.485×1,899,219,115.5×429.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.859** 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)×(4,262,488.5/259,751.9 + 0.485×1,899,219,115.5×289.8/144,144,512,711.7)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.003** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9+0.485 \times 1,899,219,115.5 \times 299.8/144,144,512,711.7 = \mathbf{18.326}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,262,488.5/259,751.9+0.485 \times 1,899,219,115.5 \times -1,522.2/144,144,512,711.7 = \mathbf{6.682}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 327.560/43,200.0 + 17.834/105,269,009.6 + 336.842/105,923,872.7 = 10.932$ MPa

※ υ = **10.9 MPa** ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

– 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 327.560/43,200.0 + 17.834/105,269,009.6 + 336.842/105,923,872.7 = 10.932$ MPa

※ υ = **10.9 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0 MPa** ····· **O.K !!**

– 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 328.219/43,200.0 + 17.834/105,269,009.6 + 349.070/105,923,872.7 = 11.063$ MPa

※ υ = **11.1 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	9.558	7.994	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	8.138	6.779	20.000	20.000
1+2+3+5+6	4.090	2.397	10.800	10.800	11.560	9.086	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.687	2.358	10.800	10.800	5.711	4.503	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	3.224	1.676	12.420	12.420	4.853	3.500	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.150	3.040	12.420	12.420	6.570	5.505	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.550	0.908	13.500	13.500	4.125	3.212	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	4.090	2.397	13.500	13.500	6.251	4.646	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.687	2.359	13.500	13.500	0.401	0.062	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	3.224	1.677	14.580	14.580	-0.457	-0.941	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.150	3.041	14.580	14.580	1.260	1.065	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	50.255	-75.971	198.962	215.000
1+5+6	60.265	-73.836	215.000	215.000
1+2+3+5+6	75.066	-148.996	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	113.319	-135.839	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	131.645	-129.156	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	94.994	-142.521	279.500	247.250
1+2+4+5+6	37.954	-60.111	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	47.148	-106.797	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	85.401	-93.640	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	103.727	-86.957	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	67.076	-100.322	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	0.064	0.125	0.008	0.008	0.071	0.133	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.079	0.118	0.008	0.008	0.086	0.126	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.122	0.480	0.008	0.008	0.130	0.488	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.210	0.399	0.008	0.008	0.218	0.407	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.222	0.273	0.008	0.008	0.229	0.281	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.116	0.332	0.008	0.008	0.123	0.340	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.020	0.050	0.005	0.005	0.025	0.055	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.031	0.158	0.005	0.005	0.036	0.163	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.101	0.121	0.005	0.005	0.106	0.126	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.128	0.090	0.005	0.005	0.133	0.095	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.053	0.119	0.005	0.005	0.058	0.124	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{131.645}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{10.932}{125.000}\right)^2 = 0.222 + 0.008 = 0.229 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-148.996}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{10.932}{125.000}\right)^2 = 0.480 + 0.008 = 0.488 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 50.255) = 2.07 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 599.6 /(206 ×1.200) = 2.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 131.645) = 1.28 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

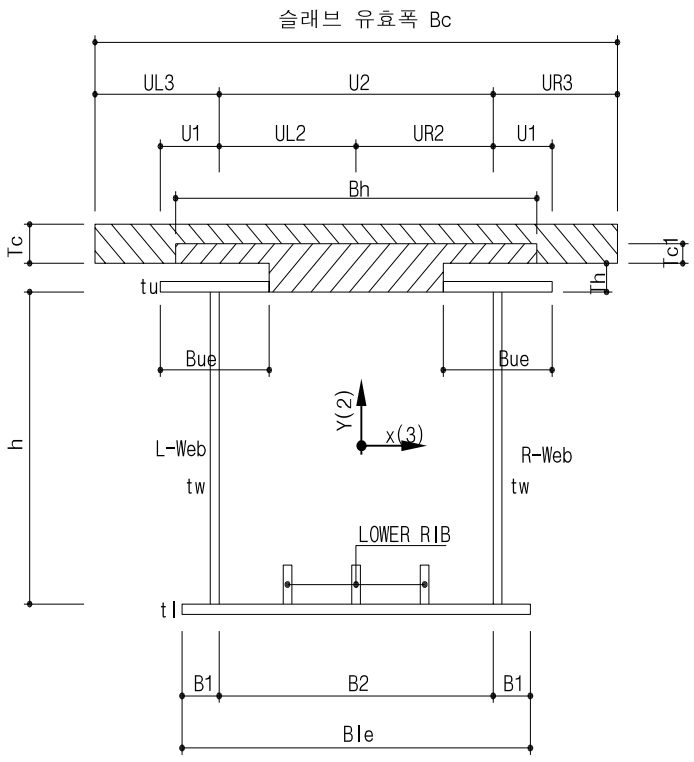
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	12.426	10.392	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	11.005	9.177	30.000	O.K !!
1+2+3+11	7.013	3.699	16.200	O.K !!	17.824	13.608	30.000	O.K !!
1+2+3-11	7.939	5.063	16.200	O.K !!	19.541	15.613	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	7.476	4.381	16.200	O.K !!	17.262	13.396	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	7.073	4.343	16.200	O.K !!	11.413	8.812	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	6.610	3.661	16.200	O.K !!	10.554	7.809	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	7.536	5.025	16.200	O.K !!	12.271	9.814	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	2.014	1.181	16.200	O.K !!	5.788	4.540	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	7.013	3.699	16.200	O.K !!	17.824	13.608	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	7.939	5.063	16.200	O.K !!	19.541	15.614	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	7.476	4.381	16.200	O.K !!	10.359	7.622	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	7.074	4.343	16.200	O.K !!	4.510	3.039	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	6.611	3.661	16.200	O.K !!	3.651	2.036	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	7.537	5.025	16.200	O.K !!	5.369	4.041	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	65.331	-98.762	355.000	O.K !!
1+5+6	75.341	-96.627	355.000	O.K !!
1+2+3+11	110.715	-229.476	355.000	O.K !!
1+2+3-11	74.064	-242.841	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	102.399	-234.023	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	140.652	-220.866	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	158.978	-202.541	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	133.970	-227.549	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	46.337	-78.781	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	110.716	-229.483	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	74.065	-242.848	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	66.106	-179.162	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	104.358	-166.005	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	122.684	-159.323	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	86.033	-172.688	355.000	O.K !!

[G2 : 최대모멘트] : 절점 41 로 부터 이격거리 2.473 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	2,780.857
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,496.021
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,869.624
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	48.065
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,377.997
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-0.968
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	3.238
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-0.258
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-322.629
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-33.247
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	33.556
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-33.899
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-376.398

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

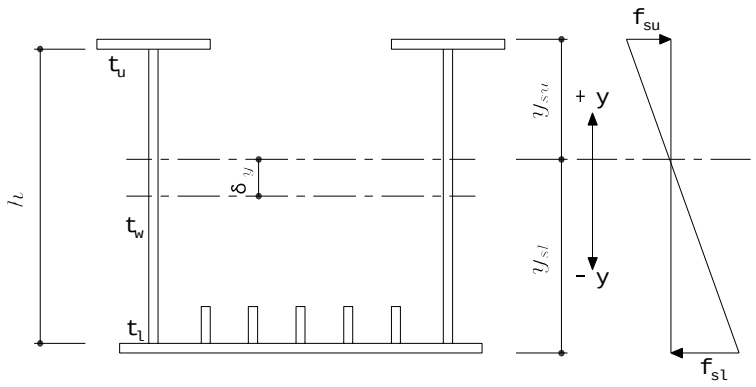
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 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

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,780.86×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.233** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,780.86×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **3.540** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,496.02×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **5.321** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,496.02×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.450** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 2,780.86×725.4/90,640,702,295.4 = **22.255** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 2,780.86×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-33.644** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,496.02×725.4/90,640,702,295.4 = **27.979** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,496.02×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-42.296** 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

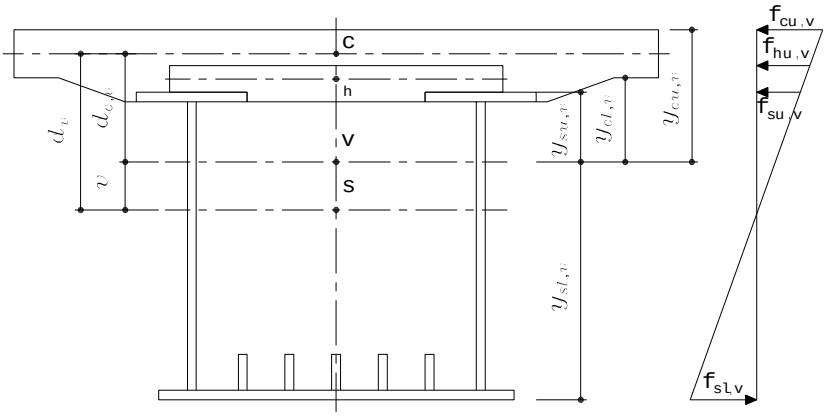
$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 0.968 / 43,200.0 + 33.247 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.338** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	265,580.5	1,781.0	1.647E+08	2.072E+11	4.038E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 164,742,740.3 / 265,580.5 = 620.312 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,375,081,514.2 + 207,194,400,453.0 - 265,580.5 × 620.312² = 1.454E+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) - 620.312 = 569.688 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 569.688 - 240.0 = 329.688 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) - 620.312 = 419.688 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 419.688 - (90.0+50.0) = 279.688 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 620.312 = 289.688 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 289.688 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,532.312 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **1.606** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.930** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **1.336** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.890** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **5.718** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,869.62×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-30.246** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 3.238 / 43,200.0 + 33.556 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.392** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **2.451** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **1.418** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **2.039** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **1.359** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **8.724** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,378.00×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-46.145** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 322.629 / 43,200.0 + 376.398 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **11.022** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.000** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.000** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.000** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.000** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **-0.001** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -0.26×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **0.003** 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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 0.258 / 43,200.0 + 33.899 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.326** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.497 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 2,780.9 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 1.239E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,239,357.7 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 4.957E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 495,743.1 × 853.5 = 4.231E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,780.86×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 4.233 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,780.86×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 3.540 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hu} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (495,743.1/127,383.2 + 0.497 \times 423,121,434.7 \times 918.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6 \times 4.233 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.893}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1} \cdot (P_{\phi h}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1} \cdot f_{hl} \cdot \phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8) \times (495,743.1/127,383.2 + 0.497 \times 423,121,434.7 \times 778.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6 \times 3.540 \times 0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.662}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 495,743.1/127,383.2 + 0.497 \times 423,121,434.7 \times 788.8/83,729,142,983.3 = \mathbf{5.872}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k \cdot M_{\phi hi} \cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 495,743.1/127,383.2 + 0.497 \times 423,121,434.7 \times -1,033.2/83,729,142,983.3 = \mathbf{1.298}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.497 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.497×283,555,701.3×967.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.525** 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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.497×283,555,701.3×827.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.552** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.497×283,555,701.3×837.1/78,471,591,800.5 = **4.111** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.497×283,555,701.3×-984.9/78,471,591,800.5 = **0.840** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.484 ※ 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 - 620.312 = 354.373 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (419.7 + 279.7) / 2 = 349.688 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	243,668.0	1,781.0	1.434E+08	1.864E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 143,385,021.4 / 243,668.0 = 588.444 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 588.444 = 386.240 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,341,140,722.4 + 186,377,361,982.1 - 243,668.0 × 588.444² = 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) - 588.444 = 601.556 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 601.556 - 240.0 = 361.556 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) - 588.444 = 451.556 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 451.556 - (90.0+50.0) = 311.556 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 588.444 = 321.556 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 321.556 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,500.444 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,239,357.7 + (5.239+4.128)/2 × 317,000.0 × 354.4 / 349.7 = 2.744E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,743,919.1 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.352E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,351,930.7 × 386.2 = 9.084E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.233 + 5.321 + 1.336 + -0.893 + -0.525 = 9.472 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.540 + 4.450 + 0.890 + -0.662 + -0.552 = 7.668 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,351,931/243,668+0.484 \times 908,410,613 \times 602/142,344,424,854) = \mathbf{1.645}$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,351,931/243,668+0.484 \times 908,410,613 \times 362/142,344,424,854) = \mathbf{1.539}$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,351,930.7/243,668.0 + 0.484 \times 908,410,612.9 \times 451.6/142,344,424,854.4)$

$- 18,801.1 \times 9.472 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-7.101}$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,351,930.7/243,668.0 + 0.484 \times 908,410,612.9 \times 311.6/142,344,424,854.4)$

$- 18,801.1 \times 7.668 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-5.594}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,351,930.7/243,668.0+0.484 \times 908,410,612.9 \times 321.6/142,344,424,854.4 = \mathbf{10.646}$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,351,930.7/243,668.0+0.484 \times 908,410,612.9 \times -1,500.4/142,344,424,854.4 = \mathbf{5.013}$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.484 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	234,903.0	1,781.0	1.348E+08	1.781E+11	4.033E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 134,841,933.8 / 234,903.0 = 574.032 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 574.032 = 400.652 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,327,564,405.7 + 178,050,546,593.7 - 234,903.0 × 574.032² = 1.410E+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) - 574.032 = 615.968 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 615.968 - 240.0 = 375.968 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) - 574.032 = 465.968 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 465.968 - (90.0+50.0) = 325.968 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 574.032 = 335.968 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 335.968 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,486.032 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 × 400.7 = 3.779E+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)×(943,331/234,903+0.484×377,947,536×616/140,974,485,216) = **0.688** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/234,903+0.484×377,947,536×376/140,974,485,216) = **0.643** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/234,903.0 + 0.484\times 377,947,535.9\times 466.0/140,974,485,216.3)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.678$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/234,903.0 + 0.484\times 377,947,535.9\times 326.0/140,974,485,216.3)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.689$ MPa

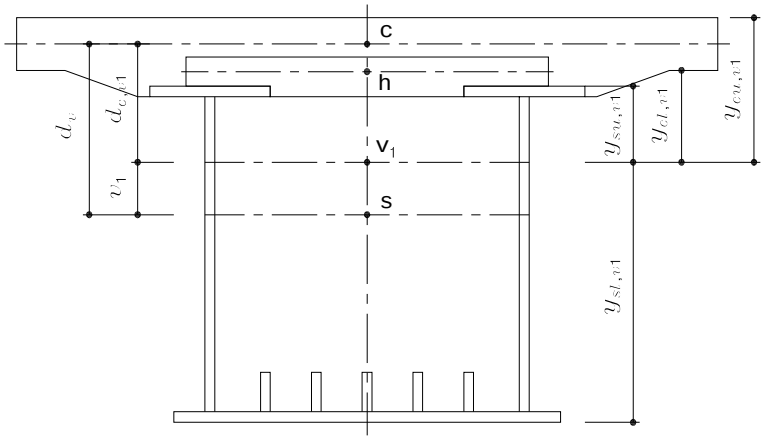
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/234,903.0 + 0.484\times 377,947,535.9\times 336.0/140,974,485,216.3 = 4.452$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/234,903.0 + 0.484\times 377,947,535.9\times -1,486.0/140,974,485,216.3 = 2.086$ 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 = 0.484 ※ 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 - 620.312 = 468.526 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (569.7 + 329.688) / 2 = 449.688 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	201,594.7	1,781.0	9.507E+07	1.313E+11	4.011E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 95,072,668.8 / 201,594.7 = 471.603 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,088.838 - 471.603 = 617.235 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,114,763,638.2 + 131,334,985,471.9 - 201,594.7 × 471.603² = 1.266E+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) - 471.603 = 718.397 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 718.397 - 240.0 = 478.397 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) - 471.603 = 568.397 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 568.397 - (90.0+50.0) = 428.397 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 471.603 = 438.397 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 438.397 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,383.603 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.606+0.930)/2 \times 895,800.0 \times 468.526/449.688$ = 1.184E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,183,516.2 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.184E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,183,516.2 \times 617.2$ = 7.305E+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

$f_{cu,v}$ = = 1.606 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.930 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,183,516.2/201,594.7 + 0.484 \times 730,507,599.8 \times 718.4/126,613,201,943.9)$

$- 13,902.0 \times 1.606 \times 2.0/27,804.0$ = **-1.044** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,183,516.2/201,594.7 + 0.484 \times 730,507,599.8 \times 478.4/126,613,201,943.9)$

$- 13,902.0 \times 0.930 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.415** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,183,516/201,595 + 0.484 \times 730,507,600 \times 568/126,613,201,944)$ = **1.203** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,183,516/201,595 + 0.484 \times 730,507,600 \times 428/126,613,201,944)$ = **1.140** MPa

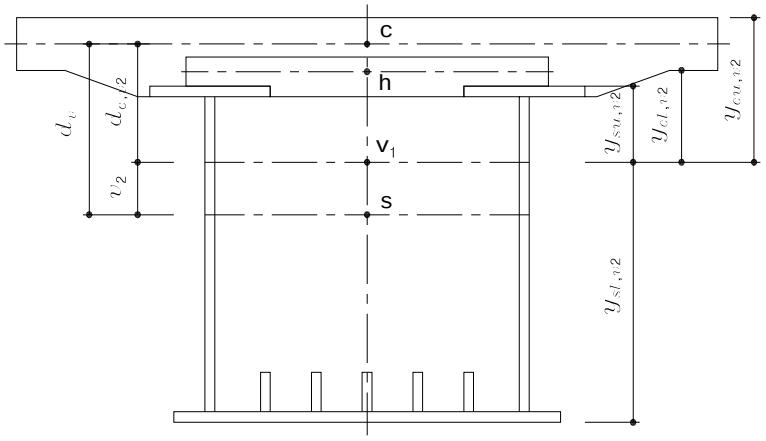
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,183,516.2/201,594.7 + 0.484 \times 730,507,599.8 \times 438.4/126,613,201,943.9$ = **7.095** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,183,516.2/201,594.7 + 0.484 \times 730,507,599.8 \times -1,383.6/126,613,201,943.9$ = **2.007** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.484 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	180,266.2	1,781.0	7.185E+07	1.060E+11	4.003E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 71,849,311.7 / 180,266.2 = 398.573 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,088.838 - 398.573 = 690.264 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,027,991,012.8 + 106,048,513,811.5 - 180,266.2 × 398.573² = 1.174E+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) - 398.573 = 791.427 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 791.427 - 240.0 = 551.427 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) - 398.573 = 641.427 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 641.427 - (90.0+50.0) = 501.427 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 398.573 = 511.427 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 511.427 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,310.573 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 × 690.3 = 1.630E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/180,266.2 + 0.484 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/791.4)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.759$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/180,266.2 + 0.484 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/551.4)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.836$ MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/180,266.2 + 0.484 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/641.4) = 2.807$ MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/180,266.2 + 0.484 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/501.4) = 2.656$ MPa

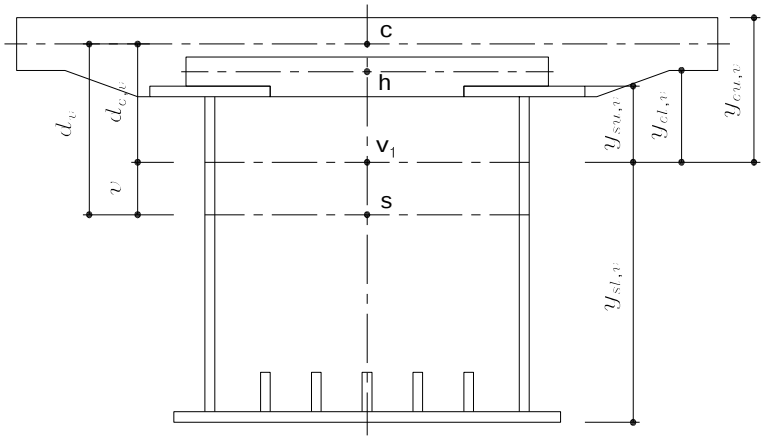
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/180,266.2 + 0.484 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/117,439,276,630.0 = 16.533$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/180,266.2 + 0.484 \times 1,629,764,676.5 \times -1,310.6/117,439,276,630.0 = 4.295$ 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 - 620.312 = 354.373 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 620.312 = 468.526 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×354.4 + 3,148,097.1×468.5 = 1.921E+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)×(4,405,871.3/265,580.5 + 0.484×1,920,685,826.9×569.7/145,377,587,318.6)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.446** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + 0.484×1,920,685,826.9×329.7/145,377,587,318.6)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.665** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + 0.484×1,920,685,826.9×419.7/145,377,587,318.6)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.840** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + 0.484×1,920,685,826.9×279.7/145,377,587,318.6)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.984** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/265,580.5+0.484\times1,920,685,826.9\times289.7/145,377,587,318.6 = \mathbf{18.442}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/265,580.5+0.484\times1,920,685,826.9\times-1,532.3/145,377,587,318.6 = \mathbf{6.791}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 326.834/43,200.0 + 33.247/105,269,009.6 + 409.953/105,923,872.7 = 11.752$ MPa

※ υ = **11.8 MPa** ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

– 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 326.834/43,200.0 + 33.247/105,269,009.6 + 409.953/105,923,872.7 = 11.752$ MPa

※ υ = **11.8 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0 MPa** ····· **O.K !!**

– 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 326.963/43,200.0 + 33.247/105,269,009.6 + 426.903/105,923,872.7 = 11.915$ MPa

※ υ = **11.9 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	9.554	7.991	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	8.136	6.777	20.000	20.000
1+2+3+5+6	4.057	2.348	10.800	10.800	11.511	9.026	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.587	2.280	10.800	10.800	5.743	4.538	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	3.141	1.614	12.420	12.420	4.903	3.554	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.033	2.945	12.420	12.420	6.582	5.522	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.606	0.930	13.500	13.500	4.151	3.217	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	4.057	2.348	13.500	13.500	6.189	4.576	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.587	2.279	13.500	13.500	0.421	0.088	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	3.141	1.614	14.580	14.580	-0.419	-0.896	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.033	2.945	14.580	14.580	1.261	1.072	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	50.234	-75.940	198.962	215.000
1+5+6	60.217	-73.802	215.000	215.000
1+2+3+5+6	74.659	-150.194	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	113.386	-136.793	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	131.828	-130.002	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	94.944	-143.584	279.500	247.250
1+2+4+5+6	37.956	-61.750	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	46.680	-107.896	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	85.407	-94.496	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	103.849	-87.704	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	66.965	-101.287	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	0.064	0.125	0.009	0.009	0.073	0.134	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.078	0.118	0.009	0.009	0.087	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.121	0.488	0.009	0.009	0.129	0.497	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.210	0.405	0.009	0.009	0.219	0.414	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.222	0.276	0.009	0.009	0.231	0.285	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.115	0.337	0.009	0.009	0.124	0.346	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.020	0.053	0.006	0.006	0.026	0.059	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.030	0.161	0.006	0.006	0.036	0.167	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.101	0.124	0.006	0.006	0.107	0.129	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.128	0.091	0.006	0.006	0.134	0.097	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.053	0.122	0.006	0.006	0.059	0.128	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{131.828}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{11.752}{125.000}\right)^2 = 0.222 + 0.009 = 0.231 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-150.194}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{11.752}{125.000}\right)^2 = 0.488 + 0.009 = 0.497 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 50.234) = 2.07 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 579.4 /(206 ×1.200) = 2.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 131.828) = 1.28 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

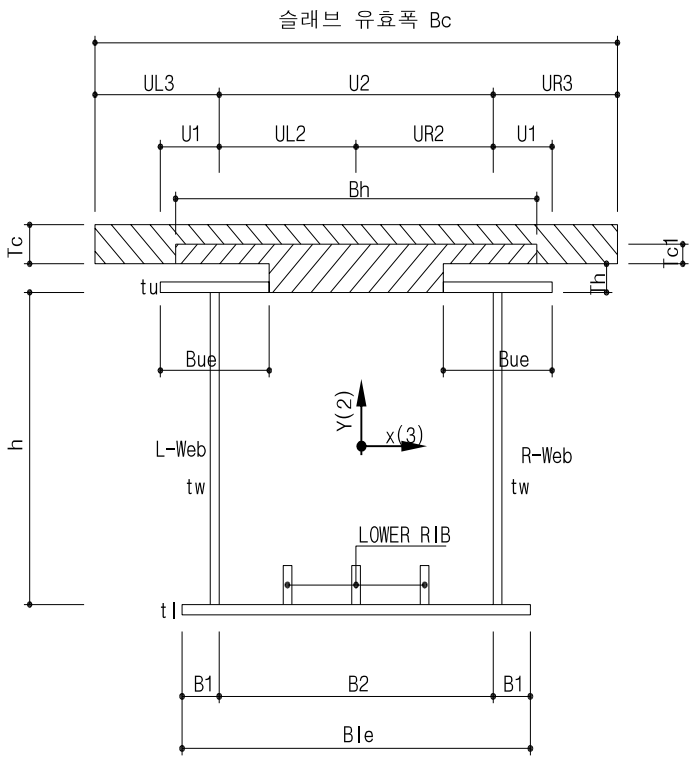
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	12.421	10.388	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	11.002	9.174	30.000	O.K !!
1+2+3+11	6.912	3.593	16.200	O.K !!	17.701	13.482	30.000	O.K !!
1+2+3-11	7.804	4.923	16.200	O.K !!	19.380	15.450	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	7.358	4.258	16.200	O.K !!	17.122	13.253	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	6.888	4.190	16.200	O.K !!	11.354	8.765	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	6.441	3.524	16.200	O.K !!	10.514	7.781	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	7.334	4.855	16.200	O.K !!	12.194	9.749	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	2.088	1.208	16.200	O.K !!	5.821	4.546	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	6.912	3.593	16.200	O.K !!	17.701	13.482	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	7.804	4.923	16.200	O.K !!	19.380	15.450	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	7.358	4.258	16.200	O.K !!	10.204	7.467	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	6.888	4.189	16.200	O.K !!	4.436	2.979	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	6.441	3.524	16.200	O.K !!	3.596	1.995	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	7.334	4.855	16.200	O.K !!	5.276	3.963	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	65.304	-98.722	355.000	O.K !!
1+5+6	75.287	-96.584	355.000	O.K !!
1+2+3+11	109.936	-230.463	355.000	O.K !!
1+2+3-11	73.052	-244.045	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	101.477	-235.116	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	140.204	-221.716	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	158.646	-203.274	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	133.412	-228.507	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	46.348	-80.917	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	109.936	-230.461	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	73.052	-244.044	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	65.105	-180.130	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	103.831	-166.730	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	122.273	-159.938	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	85.389	-173.521	355.000	O.K !!

[G2 : 최대모멘트] : 절점 51 로 부터 이격거리 3.703 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	1,261.552
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	1,623.417
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,262.604
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	51.662
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,593.153
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-23.718
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-13.478
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-5.930
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-316.019
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-19.215
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-54.034
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-2.662
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-259.927

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

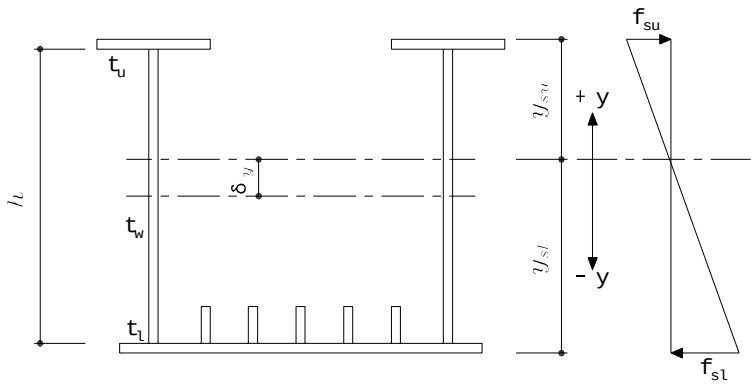
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 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

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,261.55×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **1.920** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,261.55×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **1.606** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,623.42×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **2.471** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,623.42×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **2.067** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,261.55×725.4/90,640,702,295.4 = **10.096** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,261.55×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-15.263** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,623.42×725.4/90,640,702,295.4 = **12.992** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,623.42×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-19.641** 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

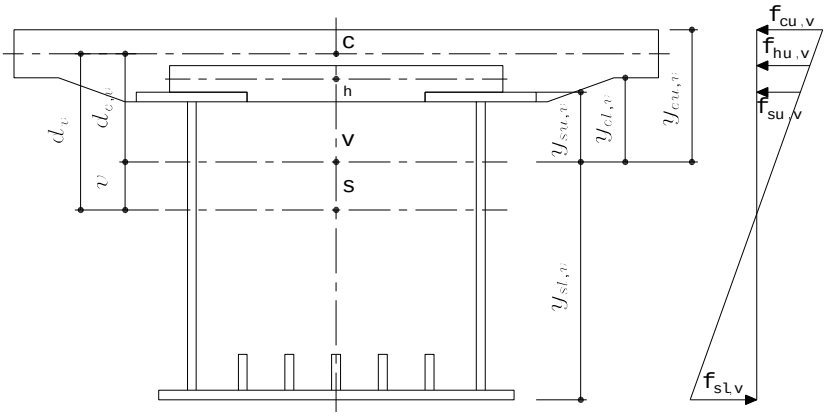
$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 23.718 / 43,200.0 + 19.215 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.732** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	265,580.5	1,781.0	1.647E+08	2.072E+11	4.038E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 164,742,740.3 / 265,580.5 = 620.312 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,375,081,514.2 + 207,194,400,453.0 - 265,580.5 × 620.312² = 1.454E+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) - 620.312 = 569.688 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 569.688 - 240.0 = 329.688 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) - 620.312 = 419.688 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1} + T_h)$ = 419.688 - (90.0+50.0) = 279.688 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 620.312 = 289.688 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h + t_u + t_l)$ = 289.688 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,532.312 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 1,262.60×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.707** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} \;/\; (I_v \times n)$ = 1,262.60×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.409** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1,262.60×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.588** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 1,262.60×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.392** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1,262.60×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **2.516** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 1,262.60×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-13.308** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 13.478 / 43,200.0 + 54.034 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.822** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 3,593.15×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **2.011** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 3,593.15×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **1.164** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 3,593.15×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **1.673** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 3,593.15×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **1.115** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 3,593.15×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **7.160** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 3,593.15×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-37.873** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 316.019 / 43,200.0 + 259.927 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **9.769** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = -5.93×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **-0.003** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = -5.93×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **-0.002** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = -5.93×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **-0.003** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = -5.93×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **-0.002** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = -5.93×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **-0.012** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = -5.93×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **0.063** 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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 5.930 / 43,200.0 + 2.662 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.162** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = -0.061 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 1,261.6 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 5.622E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 562,241.8 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 2.249E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 224,896.7 × 853.5 = 1.920E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,261.55×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 1.920 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,261.55×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 1.606 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hu}\cdot\phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(224,896.7/127,383.2 + -0.061\times191,951,507.1\times918.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6\times1.920\times0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.557}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi h}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hl}\cdot\phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(224,896.7/127,383.2 + -0.061\times191,951,507.1\times778.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6\times1.606\times0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.429}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 224,896.7/127,383.2 + -0.061\times191,951,507.1\times788.8/83,729,142,983.3 = \mathbf{1.655}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 224,896.7/127,383.2 + -0.061\times191,951,507.1\times-1,033.2/83,729,142,983.3 = \mathbf{1.910}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = -0.061 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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)×(314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×967.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.734** 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)×(314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×827.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.731** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×837.1/78,471,591,800.5 = **2.423** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + -0.061×283,555,701.3×-984.9/78,471,591,800.5 = **2.826** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = -0.062 ※ 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 - 620.312 = 354.373 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (419.7 + 279.7) / 2 = 349.688 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	243,668.0	1,781.0	1.434E+08	1.864E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 143,385,021.4 / 243,668.0 = 588.444 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 588.444 = 386.240 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,341,140,722.4 + 186,377,361,982.1 - 243,668.0 × 588.444² = 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) - 588.444 = 601.556 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 601.556 - 240.0 = 361.556 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) - 588.444 = 451.556 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 451.556 - (90.0+50.0) = 311.556 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 588.444 = 321.556 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 321.556 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,500.444 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 562,241.8 + (1.768+1.299)/2 × 317,000.0 × 354.4 / 349.7 = 1.055E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 1,054,740.7 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 9.041E+05 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 904,063.5 × 386.2 = 3.492E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 1.920 + 2.471 + 0.588 + -0.557 + -0.734 = 3.688 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 1.606 + 2.067 + 0.392 + -0.429 + -0.731 = 2.905 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (904,063/243,668 + -0.062 \times 349,185,835 \times 602/142,344,424,854) = 0.517$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (904,063/243,668 + -0.062 \times 349,185,835 \times 362/142,344,424,854) = 0.522$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (904,063.5/243,668.0 + -0.062 \times 349,185,835.2 \times 451.6/142,344,424,854.4)$

$- 18,801.1 \times 3.688 \times 1.5/32,902.0 = -2.825$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (904,063.5/243,668.0 + -0.062 \times 349,185,835.2 \times 311.6/142,344,424,854.4)$

$- 18,801.1 \times 2.905 \times 1.5/32,902.0 = -2.152$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 904,063.5/243,668.0 + -0.062 \times 349,185,835.2 \times 321.6/142,344,424,854.4 = 3.661$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 904,063.5/243,668.0 + -0.062 \times 349,185,835.2 \times -1,500.4/142,344,424,854.4 = 3.939$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = -0.062 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	234,903.0	1,781.0	1.348E+08	1.781E+11	4.033E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 134,841,933.8 / 234,903.0 = 574.032 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 574.032 = 400.652 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,327,564,405.7 + 178,050,546,593.7 - 234,903.0 × 574.032² = 1.410E+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) - 574.032 = 615.968 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 615.968 - 240.0 = 375.968 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) - 574.032 = 465.968 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 465.968 - (90.0+50.0) = 325.968 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 574.032 = 335.968 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 335.968 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,486.032 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 × 400.7 = 3.779E+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)×(943,331/234,903+-0.062×377,947,536×616/140,974,485,216) = **0.559** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/234,903+-0.062×377,947,536×376/140,974,485,216) = **0.565** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/234,903.0 + -0.062\times377,947,535.9\times466.0/140,974,485,216.3)$

$- 13,225.8\times0.000225$ = **-2.722** MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/234,903.0 + -0.062\times377,947,535.9\times326.0/140,974,485,216.3)$

$- 13,225.8\times0.000225$ = **-2.720** MPa

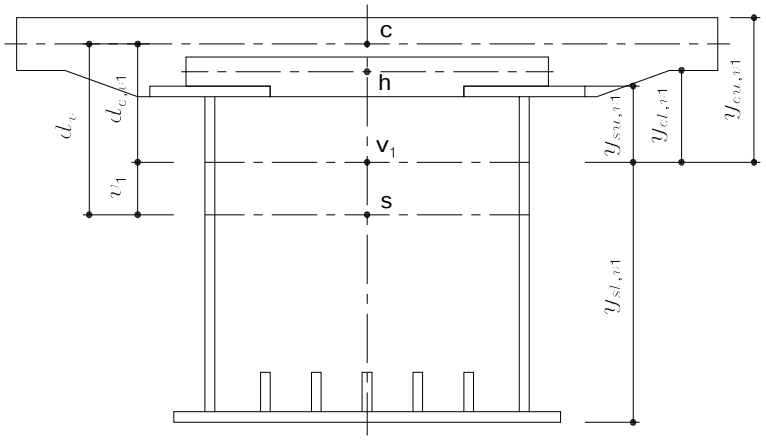
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/234,903.0 + -0.062\times377,947,535.9\times336.0/140,974,485,216.3$ = **3.960** MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/234,903.0 + -0.062\times377,947,535.9\times-1,486.0/140,974,485,216.3$ = **4.263** 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 = -0.062 ※ 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 - 620.312 = 468.526 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (569.7 + 329.688) / 2 = 449.688 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	201,594.7	1,781.0	9.507E+07	1.313E+11	4.011E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 95,072,668.8 / 201,594.7 = 471.603 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,088.838 - 471.603 = 617.235 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,114,763,638.2 + 131,334,985,471.9 - 201,594.7 × 471.603² = 1.266E+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) - 471.603 = 718.397 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 718.397 - 240.0 = 478.397 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) - 471.603 = 568.397 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 568.397 - (90.0+50.0) = 428.397 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 471.603 = 438.397 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 438.397 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,383.603 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (0.707+0.409)/2 \times 895,800.0 \times 468.526/449.688$ = 5.207E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 520,734.5 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 5.207E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 520,734.5 \times 617.2$ = 3.214E+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

$f_{cu,v}$ = = 0.707 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.409 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (520,734.5/201,594.7 + -0.062 \times 321,415,564.4 \times 718.4/126,613,201,943.9)$

$- 13,902.0 \times 0.707 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.530** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (520,734.5/201,594.7 + -0.062 \times 321,415,564.4 \times 478.4/126,613,201,943.9)$

$- 13,902.0 \times 0.409 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.230** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (520,735/201,595 + -0.062 \times 321,415,564 \times 568/126,613,201,944)$ = **0.402** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (520,735/201,595 + -0.062 \times 321,415,564 \times 428/126,613,201,944)$ = **0.406** MPa

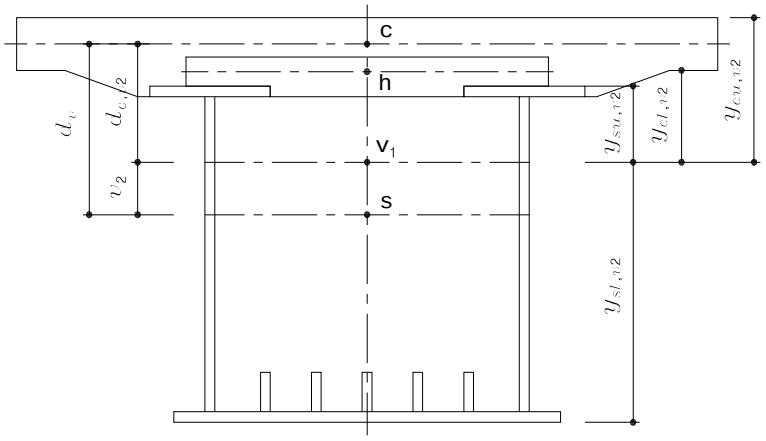
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 520,734.5/201,594.7 + -0.062 \times 321,415,564.4 \times 438.4/126,613,201,943.9$ = **2.514** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 520,734.5/201,594.7 + -0.062 \times 321,415,564.4 \times -1,383.6/126,613,201,943.9$ = **2.801** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = -0.062 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	180,266.2	1,781.0	7.185E+07	1.060E+11	4.003E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 71,849,311.7 / 180,266.2 = 398.573 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,088.838 - 398.573 = 690.264 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,027,991,012.8 + 106,048,513,811.5 - 180,266.2 × 398.573² = 1.174E+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) - 398.573 = 791.427 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 791.427 - 240.0 = 551.427 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) - 398.573 = 641.427 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 641.427 - (90.0+50.0) = 501.427 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 398.573 = 511.427 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 511.427 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,310.573 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 × 690.3 = 1.630E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/791.4)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.044** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/551.4)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.035** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/641.4)$ = **2.024** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/501.4)$ = **2.043** MPa

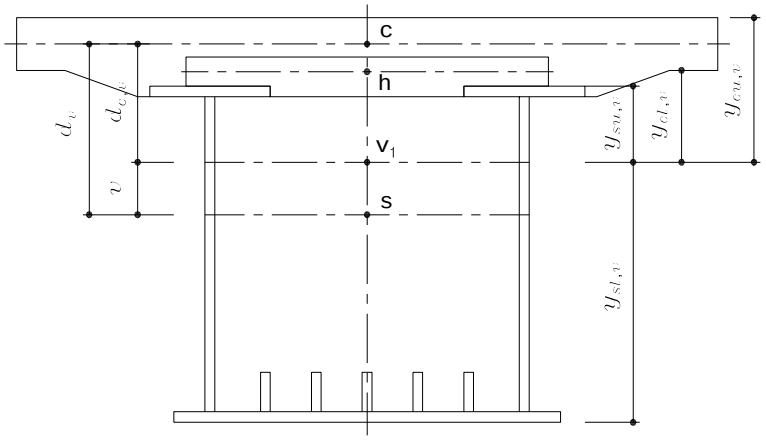
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/117,439,276,630.0$ = **12.658** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times -1,310.6/117,439,276,630.0$ = **14.225** 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 - 620.312 = 354.373 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 620.312 = 468.526 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×354.4 + 3,148,097.1×468.5 = 1.921E+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)×(4,405,871.3/265,580.5 + -0.062×1,920,685,826.9×569.7/145,377,587,318.6)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.033** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + -0.062×1,920,685,826.9×329.7/145,377,587,318.6)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.005** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + -0.062×1,920,685,826.9×419.7/145,377,587,318.6)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.328** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + -0.062×1,920,685,826.9×279.7/145,377,587,318.6)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.309** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/265,580.5 + -0.062 \times 1,920,685,826.9 \times 289.7/145,377,587,318.6 =$ **16.352** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/265,580.5 + -0.062 \times 1,920,685,826.9 \times -1,532.3/145,377,587,318.6 =$ **17.845** MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 353.216/43,200.0 + 19.215/105,269,009.6 + 313.962/105,923,872.7 =$ 11.323 MPa

※ $\upsilon =$ **11.3 MPa** ≤ $\upsilon_a =$ **125.0 MPa** ····· **O.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 353.216/43,200.0 + 19.215/105,269,009.6 + 313.962/105,923,872.7 =$ 11.323 MPa

※ $\upsilon =$ **11.3 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a =$ **150.0 MPa** ····· **O.K !!**

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w/2 + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt}/2 + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 356.181/43,200.0 + 19.215/105,269,009.6 + 315.292/105,923,872.7 =$ 11.404 MPa

※ $\upsilon =$ **11.4 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	4.391	3.673	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	3.100	2.513	20.000	20.000
1+2+3+5+6	2.718	1.573	10.800	10.800	5.361	4.020	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	1.219	0.395	10.800	10.800	2.239	1.596	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.186	-0.610	12.420	2.174	0.912	0.287	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	2.253	1.401	12.420	12.420	3.567	2.905	23.000	23.000
1+2+4+5+6	0.704	0.407	13.500	13.500	1.214	0.836	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	2.717	1.572	13.500	13.500	2.888	1.952	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	1.218	0.395	13.500	13.500	-0.233	-0.472	3.125	3.125
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.185	-0.611	14.580	2.552	-1.561	-1.781	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	2.251	1.400	14.580	14.580	1.095	0.838	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	23.088	-34.903	198.962	215.000
1+5+6	27.166	-30.167	215.000	215.000
1+2+3+5+6	36.842	-81.348	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	59.635	-56.119	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	75.987	-38.275	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	43.283	-73.964	279.500	247.250
1+2+4+5+6	16.678	-23.772	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	23.844	-61.676	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	46.637	-36.447	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	62.989	-18.603	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	30.285	-54.292	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	0.013	0.026	0.008	0.008	0.022	0.035	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.016	0.020	0.008	0.008	0.024	0.028	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.029	0.143	0.008	0.008	0.038	0.151	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.058	0.068	0.008	0.008	0.066	0.076	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.074	0.024	0.008	0.008	0.082	0.032	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.024	0.089	0.008	0.008	0.032	0.098	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.004	0.008	0.006	0.006	0.010	0.014	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.008	0.053	0.005	0.005	0.013	0.058	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.030	0.018	0.005	0.005	0.035	0.024	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.047	0.004	0.005	0.005	0.052	0.009	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.011	0.035	0.005	0.005	0.016	0.040	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{75.987}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{11.323}{125.000}\right)^2 = 0.074 + 0.008 = 0.082 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-81.348}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{11.323}{125.000}\right)^2 = 0.143 + 0.008 = 0.151 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 23.088) = 3.05 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 579.4 /(206 ×1.200) = 2.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 75.987) = 1.68 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

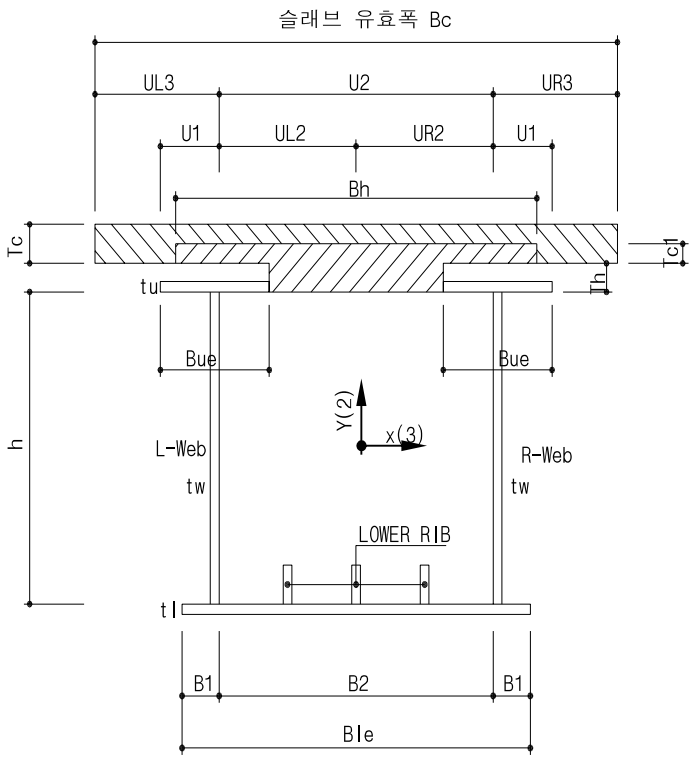
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	5.709	4.774	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	4.417	3.615	30.000	O.K !!
1+2+3+11	4.210	2.029	16.200	O.K !!	8.742	6.371	30.000	O.K !!
1+2+3-11	6.277	4.040	16.200	O.K !!	11.398	8.990	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	5.244	3.035	16.200	O.K !!	8.779	6.521	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.745	1.857	16.200	O.K !!	5.657	4.097	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	2.711	0.852	16.200	O.K !!	4.329	2.788	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.778	2.862	16.200	O.K !!	6.985	5.407	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	0.916	0.530	16.200	O.K !!	1.966	1.435	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	4.209	2.028	16.200	O.K !!	8.741	6.371	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	6.275	4.039	16.200	O.K !!	11.397	8.989	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	5.242	3.034	16.200	O.K !!	5.565	3.834	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.743	1.856	16.200	O.K !!	2.444	1.410	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	2.710	0.851	16.200	O.K !!	1.116	0.100	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.776	2.861	16.200	O.K !!	3.771	2.719	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	30.015	-45.374	355.000	O.K !!
1+5+6	34.093	-40.638	355.000	O.K !!
1+2+3+11	65.032	-126.256	355.000	O.K !!
1+2+3-11	32.327	-161.946	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	52.758	-139.365	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	75.550	-114.136	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	91.903	-97.784	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	57.706	-131.981	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	20.462	-32.343	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	65.026	-126.225	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	32.321	-161.914	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	35.862	-113.801	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	58.655	-88.572	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	75.007	-70.727	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	42.302	-106.417	355.000	O.K !!

[G2 : 최대모멘트] : 절점 60 로 부터 이격거리 1.234 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	1,262.964
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	1,625.622
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,265.092
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	51.994
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,593.069
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	23.521
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	13.366
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	6.372
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	316.146
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	19.438
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	54.400
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	2.668
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	259.898

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

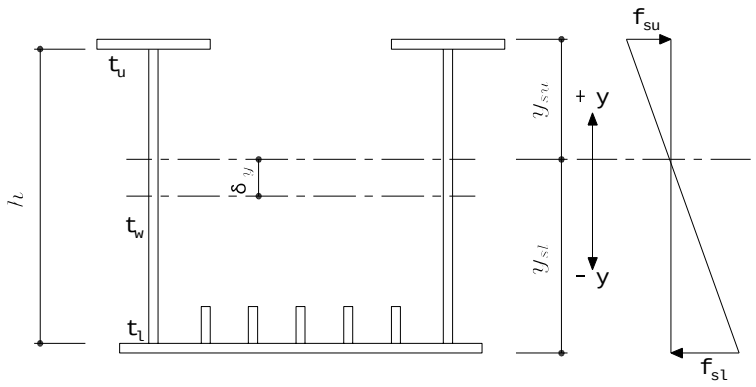
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 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

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

▪ Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,262.96×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **1.922** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,262.96×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **1.608** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,625.62×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **2.474** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,625.62×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **2.069** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,262.96×725.4/90,640,702,295.4 = **10.108** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,262.96×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-15.280** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 1,625.62×725.4/90,640,702,295.4 = **13.010** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 1,625.62×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-19.667** 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

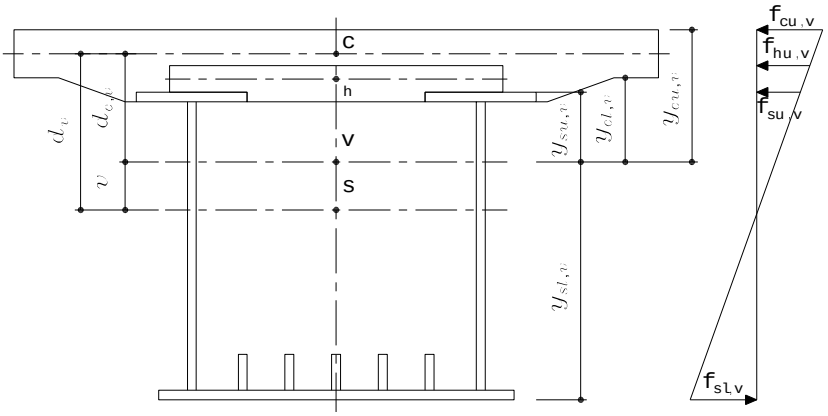
$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 23.521 / 43,200.0 + 19.438 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.729** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	265,580.5	1,781.0	1.647E+08	2.072E+11	4.038E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 164,742,740.3 / 265,580.5 = 620.312 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,375,081,514.2 + 207,194,400,453.0 - 265,580.5 × 620.312² = 1.454E+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) - 620.312 = 569.688 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 569.688 - 240.0 = 329.688 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) - 620.312 = 419.688 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 419.688 - (90.0+50.0) = 279.688 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 620.312 = 289.688 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 289.688 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,532.312 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 1,265.09×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.708** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 1,265.09×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.410** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 1,265.09×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.589** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 1,265.09×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.393** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 1,265.09×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **2.521** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 1,265.09×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-13.334** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 13.366 / 43,200.0 + 54.400 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.823** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 3,593.07×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **2.011** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 3,593.07×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **1.164** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 3,593.07×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **1.673** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 3,593.07×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **1.115** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 3,593.07×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **7.160** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 3,593.07×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-37.872** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 316.146 / 43,200.0 + 259.898 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **9.772** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 6.37×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.004** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 6.37×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.002** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 6.37×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.003** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 6.37×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.002** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 6.37×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **0.013** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 6.37×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-0.067** 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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 6.372 / 43,200.0 + 2.668 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.173** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = -0.061 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 1,263.0 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 5.629E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 562,871.1 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 2.251E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 225,148.4 × 853.5 = 1.922E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,262.96×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 1.922 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 1,262.96×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 1.608 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hu}\cdot\phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(225,148.4/127,383.2 + -0.061\times192,166,350.0\times918.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6\times1.922\times0.5/32,902.0$ = **-0.558** MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi h}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hl}\cdot\phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(225,148.4/127,383.2 + -0.061\times192,166,350.0\times778.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6\times1.608\times0.5/32,902.0$ = **-0.429** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 225,148.4/127,383.2 + -0.061\times192,166,350.0\times788.8/83,729,142,983.3$ = **1.657** MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 225,148.4/127,383.2 + -0.061\times192,166,350.0\times-1,033.2/83,729,142,983.3$ = **1.912** MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = -0.061 ※ 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}(mm²)	Y(mm)	A·Y(mm³)	A·Y²(mm⁴)	I_{ovh2}(mm⁴)	비고
STEEL	1.0	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A\cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+10 mm⁴

▪ 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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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

$f_{hu,vh2} = 1/n_{h2}\cdot(P_{vhi}/A_{vh2} + k\cdot M_{vhi}\cdot y_{hu,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2}\cdot\varepsilon_{hs}$

$= (1/9.3)\times(314,443.5/120,566.0 + -0.061\times283,555,701.3\times967.1/78,471,591,800.5)$

$- 22,043.0\times0.000045 = \mathbf{-0.734}$ MPa

$f_{hl,vh2} = 1/n_{h2}\cdot(P_{vhi}/A_{vh2} + k\cdot M_{vhi}\cdot y_{hl,vh2}/I_{vh2}) - E_{h2}\cdot\varepsilon_{hs}$

$= (1/9.3)\times(314,443.5/120,566.0 + -0.061\times283,555,701.3\times827.1/78,471,591,800.5)$

$- 22,043.0\times0.000045 = \mathbf{-0.731}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k\cdot M_{vhi}\cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

$= 314,443.5/120,566.0 + -0.061\times283,555,701.3\times837.1/78,471,591,800.5 = \mathbf{2.423}$ MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k\cdot M_{vhi}\cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

$= 314,443.5/120,566.0 + -0.061\times283,555,701.3\times-984.9/78,471,591,800.5 = \mathbf{2.825}$ MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = -0.062 ※ 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 - 620.312 = 354.373 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (419.7 + 279.7) / 2 = 349.688 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	243,668.0	1,781.0	1.434E+08	1.864E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 143,385,021.4 / 243,668.0 = 588.444 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 588.444 = 386.240 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,341,140,722.4 + 186,377,361,982.1 - 243,668.0 × 588.444² = 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) - 588.444 = 601.556 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 601.556 - 240.0 = 361.556 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) - 588.444 = 451.556 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 451.556 - (90.0+50.0) = 311.556 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 588.444 = 321.556 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 321.556 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,500.444 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 562,871.1 + (1.772+1.302)/2 × 317,000.0 × 354.4 / 349.7 = 1.057E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 1,056,507.9 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 9.056E+05 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 905,578.2 × 386.2 = 3.498E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 1.922 + 2.474 + 0.589 + -0.558 + -0.734 = 3.694 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 1.608 + 2.069 + 0.393 + -0.429 + -0.731 = 2.910 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (905,578/243,668 + -0.062 \times 349,770,888 \times 602/142,344,424,854) = 0.518$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (905,578/243,668 + -0.062 \times 349,770,888 \times 362/142,344,424,854) = 0.523$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (905,578.2/243,668.0 + -0.062 \times 349,770,888.4 \times 451.6/142,344,424,854.4)$

$- 18,801.1 \times 3.694 \times 1.5/32,902.0 = -2.830$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (905,578.2/243,668.0 + -0.062 \times 349,770,888.4 \times 311.6/142,344,424,854.4)$

$- 18,801.1 \times 2.910 \times 1.5/32,902.0 = -2.156$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 905,578.2/243,668.0 + -0.062 \times 349,770,888.4 \times 321.6/142,344,424,854.4 = 3.667$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 905,578.2/243,668.0 + -0.062 \times 349,770,888.4 \times -1,500.4/142,344,424,854.4 = 3.945$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = -0.062 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	234,903.0	1,781.0	1.348E+08	1.781E+11	4.033E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 134,841,933.8 / 234,903.0 = 574.032 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 574.032 = 400.652 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,327,564,405.7 + 178,050,546,593.7 - 234,903.0 × 574.032² = 1.410E+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) - 574.032 = 615.968 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 615.968 - 240.0 = 375.968 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) - 574.032 = 465.968 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 465.968 - (90.0+50.0) = 325.968 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 574.032 = 335.968 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 335.968 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,486.032 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 × 400.7 = 3.779E+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)×(943,331/234,903+-0.062×377,947,536×616/140,974,485,216) = **0.559** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/234,903+-0.062×377,947,536×376/140,974,485,216) = **0.565** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/234,903.0 + -0.062\times377,947,535.9\times466.0/140,974,485,216.3)$

$- 13,225.8\times0.000225$ = **-2.722** MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/234,903.0 + -0.062\times377,947,535.9\times326.0/140,974,485,216.3)$

$- 13,225.8\times0.000225$ = **-2.720** MPa

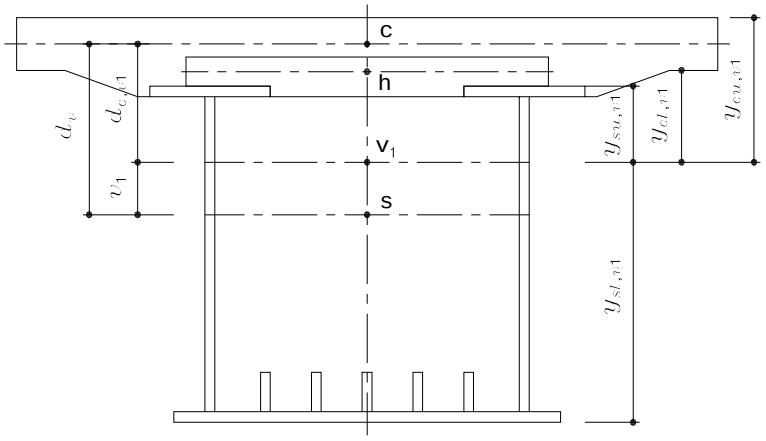
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/234,903.0 + -0.062\times377,947,535.9\times336.0/140,974,485,216.3$ = **3.960** MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/234,903.0 + -0.062\times377,947,535.9\times-1,486.0/140,974,485,216.3$ = **4.263** 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 = -0.062 ※ 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 - 620.312 = 468.526 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (569.7 + 329.688) / 2 = 449.688 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	201,594.7	1,781.0	9.507E+07	1.313E+11	4.011E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 95,072,668.8 / 201,594.7 = 471.603 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,088.838 - 471.603 = 617.235 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,114,763,638.2 + 131,334,985,471.9 - 201,594.7 × 471.603² = 1.266E+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) - 471.603 = 718.397 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 718.397 - 240.0 = 478.397 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) - 471.603 = 568.397 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 568.397 - (90.0+50.0) = 428.397 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 471.603 = 438.397 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 438.397 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,383.603 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (0.708+0.410)/2 \times 895,800.0 \times 468.526/449.688$ = 5.218E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 521,760.6 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 5.218E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 521,760.6 \times 617.2$ = 3.220E+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

$f_{cu,v}$ = = 0.708 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.410 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (521,760.6/201,594.7 + -0.062 \times 322,048,923.7 \times 718.4/126,613,201,943.9)$

$- 13,902.0 \times 0.708 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.531** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (521,760.6/201,594.7 + -0.062 \times 322,048,923.7 \times 478.4/126,613,201,943.9)$

$- 13,902.0 \times 0.410 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.230** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (521,761/201,595 + -0.062 \times 322,048,924 \times 568/126,613,201,944)$ = **0.403** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (521,761/201,595 + -0.062 \times 322,048,924 \times 428/126,613,201,944)$ = **0.407** MPa

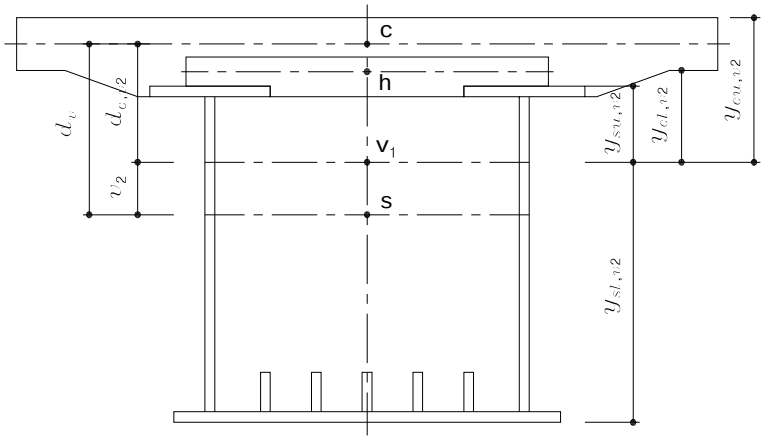
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 521,760.6/201,594.7 + -0.062 \times 322,048,923.7 \times 438.4/126,613,201,943.9$ = **2.519** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 521,760.6/201,594.7 + -0.062 \times 322,048,923.7 \times -1,383.6/126,613,201,943.9$ = **2.806** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = -0.062 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	180,266.2	1,781.0	7.185E+07	1.060E+11	4.003E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 71,849,311.7 / 180,266.2 = 398.573 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,088.838 - 398.573 = 690.264 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,027,991,012.8 + 106,048,513,811.5 - 180,266.2 × 398.573² = 1.174E+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) - 398.573 = 791.427 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 791.427 - 240.0 = 551.427 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) - 398.573 = 641.427 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 641.427 - (90.0+50.0) = 501.427 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 398.573 = 511.427 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 511.427 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,310.573 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 × 690.3 = 1.630E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/791.4)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.044** MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/551.4)$

$- 9,761.9 \times 0.000270$ = **-2.035** MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/641.4)$ = **2.024** MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/501.4)$ = **2.043** MPa

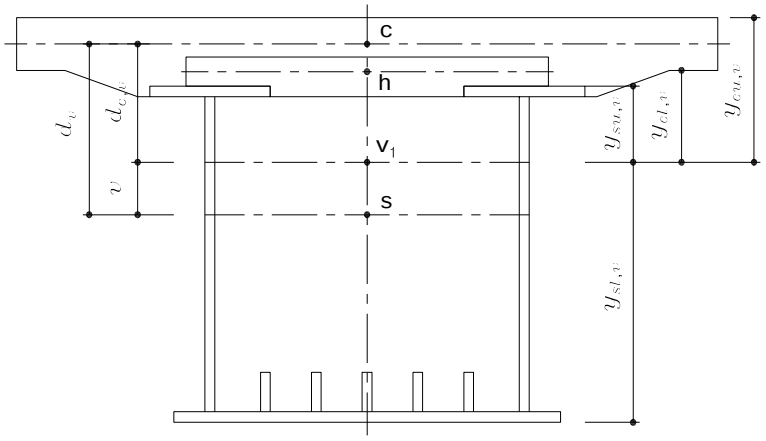
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/117,439,276,630.0$ = **12.658** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/180,266.2 + -0.062 \times 1,629,764,676.5 \times -1,310.6/117,439,276,630.0$ = **14.225** 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 - 620.312 = 354.373 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 620.312 = 468.526 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×354.4 + 3,148,097.1×468.5 = 1.921E+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)×(4,405,871.3/265,580.5 + -0.062×1,920,685,826.9×569.7/145,377,587,318.6)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.033** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + -0.062×1,920,685,826.9×329.7/145,377,587,318.6)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.005** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + -0.062×1,920,685,826.9×419.7/145,377,587,318.6)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.328** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + -0.062×1,920,685,826.9×279.7/145,377,587,318.6)
- 32,902.0×0.000120 = **-1.309** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/265,580.5 + -0.062 \times 1,920,685,826.9 \times 289.7/145,377,587,318.6 =$ **16.352** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/265,580.5 + -0.062 \times 1,920,685,826.9 \times -1,532.3/145,377,587,318.6 =$ **17.845** MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 353.033/43,200.0 + 19.438/105,269,009.6 + 314.298/105,923,872.7 =$ 11.324 MPa

※ $\upsilon =$ **11.3 MPa** ≤ $\upsilon_a =$ 125.0 **MPa** ····· **0.K !!**

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

– 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 353.033/43,200.0 + 19.438/105,269,009.6 + 314.298/105,923,872.7 =$ 11.324 MPa

※ $\upsilon =$ **11.3 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a =$ **150.0 MPa** ····· **0.K !!**

– 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s + V_{sc} + V_w/2 + V_v)/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w) + (M_{sct} + M_{wt}/2 + M_{vt})/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

$= 356.219/43,200.0 + 19.438/105,269,009.6 + 315.632/105,923,872.7 =$ 11.410 MPa

※ $\upsilon =$ **11.4 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	4.397	3.677	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	3.105	2.517	20.000	20.000
1+2+3+5+6	2.720	1.574	10.800	10.800	5.367	4.024	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	1.221	0.397	10.800	10.800	2.242	1.598	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.187	-0.608	12.420	2.174	0.914	0.289	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	2.254	1.402	12.420	12.420	3.570	2.907	23.000	23.000
1+2+4+5+6	0.712	0.412	13.500	13.500	1.222	0.842	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	2.721	1.575	13.500	13.500	2.894	1.956	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	1.222	0.398	13.500	13.500	-0.231	-0.470	3.125	3.125
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.189	-0.607	14.580	2.552	-1.559	-1.780	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	2.256	1.403	14.580	14.580	1.097	0.839	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	23.117	-34.947	198.962	215.000
1+5+6	27.198	-30.209	215.000	215.000
1+2+3+5+6	36.878	-81.415	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	59.682	-56.175	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	76.035	-38.331	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	43.330	-74.020	279.500	247.250
1+2+4+5+6	16.721	-23.943	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	23.875	-61.782	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	46.679	-36.542	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	63.031	-18.697	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	30.326	-54.386	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	0.026	0.008	0.008	0.022	0.035	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.016	0.020	0.008	0.008	0.024	0.028	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.029	0.143	0.008	0.008	0.038	0.152	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.058	0.068	0.008	0.008	0.066	0.076	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.074	0.024	0.008	0.008	0.082	0.032	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.024	0.090	0.008	0.008	0.032	0.098	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.004	0.008	0.006	0.006	0.010	0.014	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.008	0.053	0.005	0.005	0.013	0.058	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.030	0.018	0.005	0.005	0.036	0.024	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.047	0.004	0.005	0.005	0.052	0.009	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.011	0.035	0.005	0.005	0.016	0.040	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{76.035}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{11.324}{125.000}\right)^2 = 0.074 + 0.008 = 0.082 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-81.415}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{11.324}{125.000}\right)^2 = 0.143 + 0.008 = 0.152 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 23.117) = 3.05 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 579.4 /(206 ×1.200) = 2.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 76.035) = 1.68 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(16) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

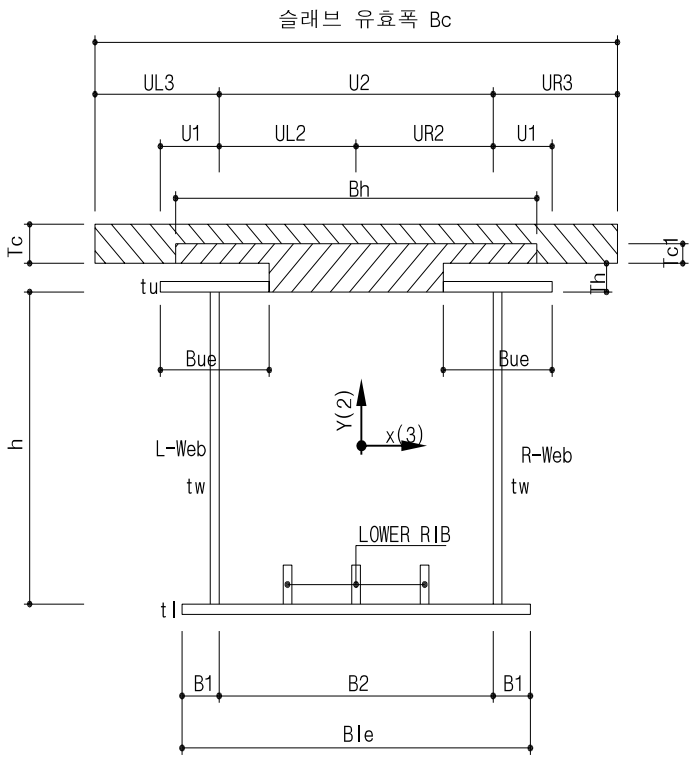
- 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.
- 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	5.716	4.780	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	4.424	3.620	30.000	O.K !!
1+2+3+11	4.212	2.030	16.200	O.K !!	8.751	6.378	30.000	O.K !!
1+2+3-11	6.278	4.041	16.200	O.K !!	11.407	8.997	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	5.245	3.036	16.200	O.K !!	8.787	6.528	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.746	1.858	16.200	O.K !!	5.661	4.101	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	2.713	0.853	16.200	O.K !!	4.333	2.792	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.779	2.863	16.200	O.K !!	6.989	5.411	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	0.924	0.535	16.200	O.K !!	1.976	1.442	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	4.214	2.031	16.200	O.K !!	8.752	6.379	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	6.280	4.042	16.200	O.K !!	11.408	8.998	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	5.247	3.037	16.200	O.K !!	5.571	3.838	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.748	1.859	16.200	O.K !!	2.446	1.412	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	2.715	0.854	16.200	O.K !!	1.118	0.102	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.781	2.864	16.200	O.K !!	3.774	2.721	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	30.053	-45.431	355.000	O.K !!
1+5+6	34.133	-40.693	355.000	O.K !!
1+2+3+11	65.076	-126.345	355.000	O.K !!
1+2+3-11	32.371	-162.035	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	52.804	-139.452	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	75.608	-114.212	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	91.960	-97.860	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	57.763	-132.057	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	20.510	-32.528	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	65.082	-126.379	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	32.377	-162.068	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	35.897	-113.918	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	58.701	-88.678	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	75.053	-70.834	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	42.349	-106.523	355.000	O.K !!

[G2 : 최대모멘트] : 절점 70 로 부터 이격거리 2.468 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	2,774.831
M_{s2} : 합성전 고정하중(바닥판)에 의한 모멘트	kN·m	3,486.925
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,861.924
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	43.188
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,367.534
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1.682
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-2.812
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	0.227
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	323.182
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	16.611
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-40.404
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	37.975
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	375.566

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

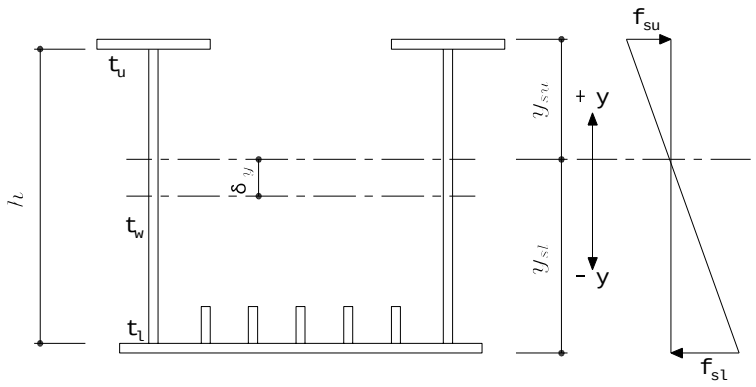
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	8,000.0	905.0	7.240E+06	6.552E+09	6.667E+04
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		86,480.0	-	-2.443E+07	3.501E+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 = 86,480.0 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

$\delta_{ys} = \sum A_s Y / \sum A_s$ = -24,432,080.0 / 86,480.0 = -282.517 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xos} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_{ys}^2$

= 11,671,196,826.7 + 35,006,534,480.0 - 86,480.0 × -282.517² = 3.978E+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

$\delta_{v1} = (\sum A_s Y + \sum A_h Y / n_h) / (\sum A_s + \sum A_h / n_h)$

= (-24,432,080.0 + 308,975,000.0/6.2) / (86,480.0 + 317,000.0/6.2) = 184.600 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{33} = (\sum I_{xos} + \sum I_{xoh}/n_h) + (\sum A_s Y^2 + \sum A_h Y^2/n_h) - (A_s + A_h/n_h) \cdot \delta_{v1}^2$

= (11,671,196,826.7+171,041,666.7/6.2)+(35,006,534,480.0+301,473,125,000.0/6.2)
-(86,480.0+317,000.0/6.2)×184.6² = 9.064E+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) - 184.600 = 855.400 mm

$y_{hl} = y_{hu} - (T_{c1}+T_h)$ = 855.4 - (90.0+50.0) = 715.400 mm

- 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_{v1}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 184.600 = 725.400 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_{v1} \}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + 184.600 } = -1,096.600 mm

- Half-Deck 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{hu1} = M_{s1} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,774.83×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.224** MPa

$f_{hl1} = M_{s1} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,774.83×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **3.532** MPa

-바닥판 하중

$f_{hu2} = M_{s2} \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,486.93×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **5.308** MPa

$f_{hl2} = M_{s2} \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 3,486.93×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = **4.439** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

- 자중(강재+Half-Deck)

$f_{su1} = M_{s1} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 2,774.83×725.4/90,640,702,295.4 = **22.207** MPa

$f_{sl1} = M_{s1} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 2,774.83×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-33.571** MPa

-바닥판 하중

$f_{su2} = M_{s2} \cdot y_{su} / I_{33}$ = 3,486.93×725.4/90,640,702,295.4 = **27.906** MPa

$f_{sl2} = M_{s2} \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 3,486.93×-1,096.6/90,640,702,295.4 = **-42.186** 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

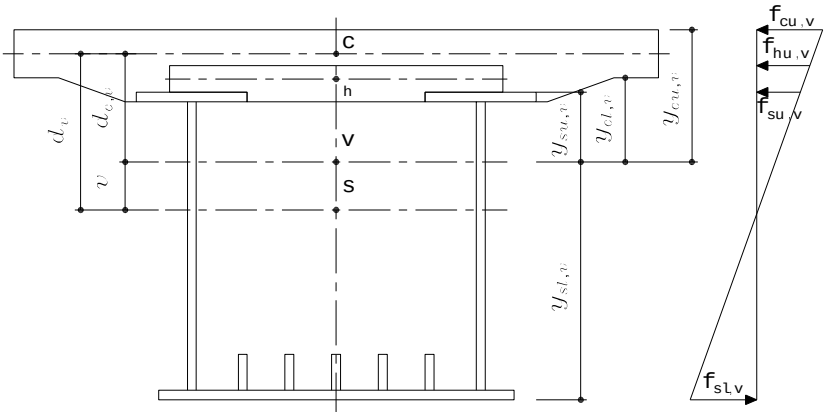
$H = h+(\text{환산두께})/2+tl/2$ = 1,800.0 + 24.989 / 2 + 12.0 / 2 = 1,818.495 mm

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

$U = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1.682 / 43,200.0 + 16.611 / (2 × 4,386,208.7 × 12.0) = **0.197** 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	265,580.5	1,781.0	1.647E+08	2.072E+11	4.038E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v2} = \sum AY \;/\; \sum A$ = 164,742,740.3 / 265,580.5 = 620.312 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = \sum I_{xo} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v2}^2$

= 40,375,081,514.2 + 207,194,400,453.0 - 265,580.5 × 620.312² = 1.454E+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) - 620.312 = 569.688 mm

$y_{cl,v} = d_{cu,v} - T_c$ = 569.688 - 240.0 = 329.688 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) - 620.312 = 419.688 mm

$y_{hl,v} = d_{hu,v} - (T_{c1}+T_h)$ = 419.688 - (90.0+50.0) = 279.688 mm

▪ 합성단면 도심축에서 강재 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = h/2 + t_u - \delta_{v2}$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - 620.312 = 289.688 mm

$y_{sl,v} = d_{su,v} - (h+t_u+t_l)$ = 289.688 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,532.312 mm

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 2,861.92×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **1.602** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 2,861.92×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.927** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_{sc} \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 2,861.92×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **1.333** MPa

$f_{hlv} = M_{sc} \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 2,861.92×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.888** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 2,861.92×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **5.703** MPa

$f_{slv} = M_{sc} \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 2,861.92×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-30.165** 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

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 2.812 / 43,200.0 + 40.404 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.447** MPa

(3) 활 하 중

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 4,367.53×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **2.445** MPa

$f_{clv} = M_v \cdot y_{clv} / (I_v \times n)$ = 4,367.53×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **1.415** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_v \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 4,367.53×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **2.034** MPa

$f_{hlv} = M_v \cdot y_{hlv} / (I_v \times n)$ = 4,367.53×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **1.355** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 4,367.53×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **8.703** MPa

$f_{slv} = M_v \cdot y_{slv} / (I_v \times n)$ = 4,367.53×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-46.035** 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

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 323.182 / 43,200.0 + 375.566 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **11.027** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ SLAB 응력 검토

$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \times n)$ = 0.23×569.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.000** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \times n)$ = 0.23×329.7/(145,377,587,318.6×7.0) = **0.000** MPa

▪ Half-Deck 응력 검토

$f_{hu,v} = M_w \cdot y_{hu,v} / (I_v \times n)$ = 0.23×419.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.000** MPa

$f_{hl,v} = M_w \cdot y_{hl,v} / (I_v \times n)$ = 0.23×279.7/(145,377,587,318.6×6.2) = **0.000** MPa

▪ 플랜지 응력 검토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / (I_v \times n)$ = 0.23×289.7/(145,377,587,318.6×1.0) = **0.000** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / (I_v \times n)$ = 0.23×-1,532.3/(145,377,587,318.6×1.0) = **-0.002** 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

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 0.227 / 43,200.0 + 37.975 / (2 × 4,413,494.7 × 12.0) = **0.364** MPa

(5) Half-Deck 초기 크리프 손실

k = 0.498 ※ 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 - -282.517 = 1,257.202 mm

$d_{vh1,s} = d_{vh1} \cdot A_s/(A_s+A_h/n_h)$ = 1,257.2×86,480.0/(86,480.0+317,000.0/6.2) = 790.085 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	7.8	40,903.2	974.7	3.987E+07	3.886E+10	6.336E+07	
합 계	-	127,383.2		1.544E+07	4.576E+10	3.984E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 15,435,661.9 / 127,383.2 = 121.175 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 121.175 = 853.510 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh1} = \sum I_{ovh1} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,838,606,726.0 + 45,760,952,537.7 - 127,383.2 × 121.175² = 8.373E+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) - 121.175 = 918.825 mm

$y_{hl,vh1} = y_{hu,vh1} - (T_c+T_h)$ = 918.825 - (90.0+50.0) = 778.825 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh1} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 121.175 = 788.825 mm

$y_{sl,vh1} = y_{hu,vh1} - (h+t_u+t_l)$ = 788.825 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,033.175 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 합성전 고정하중에 의해 Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{hi} = M_{s1} \cdot d_{vh1,s} \cdot A_h/(n_h \cdot I_{33})$

= 2,774.8 × 790.1 × 317,000.0 / (6.2 × 90,640,702,295.4) = 1.237E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi hi} = N_{hi} \cdot 2 \cdot \phi_{d0} / (2 + \phi_{d0})$ = 1,236,672.0 × 2 × 0.5 / (2 + 0.5) = 4.947E+05 N

▪ $P_{\phi hi}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi hi} = P_{\phi hi} \times d_{h,hs}$ = 494,668.8 × 853.5 = 4.222E+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

$f_{hu} = M_s \cdot y_{hu} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,774.83×855.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 4.224 MPa

$f_{hl} = M_s \cdot y_{hl} / (I_{33} \cdot n_h)$ = 2,774.83×715.4/(90,640,702,295.4×6.2) = 3.532 MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hu,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hu}\cdot\phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(494,668.8/127,383.2 + 0.498\times422,204,548.4\times918.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6\times4.224\times0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.891}$ MPa

$f_{hl,vh1} = 1/n_{h1}\cdot(P_{\phi h}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{hl,vh1}/I_{vh1}) - E_{h1}\cdot f_{hl}\cdot\phi_{d0}/E_h$

$= (1/7.8)\times(494,668.8/127,383.2 + 0.498\times422,204,548.4\times778.8/83,729,142,983.3)$

$- 26,321.6\times3.532\times0.5/32,902.0 = \mathbf{-0.660}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{su,vh1}/I_{vh1}$

$= 494,668.8/127,383.2 + 0.498\times422,204,548.4\times788.8/83,729,142,983.3 = \mathbf{5.863}$ MPa

$f_{sl,vh1} = P_{\phi hi}/A_{vh1} + k\cdot M_{\phi hi}\cdot y_{sl,vh1}/I_{vh1}$

$= 494,668.8/127,383.2 + 0.498\times422,204,548.4\times-1,033.2/83,729,142,983.3 = \mathbf{1.290}$ MPa

(6) Half-Deck 초기 건조수축 손실

k = 0.498 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+10	
Half-Deck	9.3	34,086.0	974.7	3.322E+07	3.238E+10	5.280E+07	
합 계	-	120,566.0		8.791E+06	3.928E+10	3.983E+10	

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심축 이동량

$d_{h,s} = \sum AY / \sum A$ = 8,791,038.3 / 120,566.0 = 72.915 mm

▪ 강재와 Half-Deck 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - d_{h,s}$ = 974.685 - 72.915 = 901.770 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh2} = \sum I_{ovh2} + \sum AY^2 - A \cdot d_{h,s}^2$

= 39,828,047,368.5 + 39,284,540,569.0 - 120,566.0 × 72.915² = 7.847E+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) - 72.915 = 967.085 mm

$y_{hl,vh2} = y_{hu,vh2} - (T_{c1}+T_h)$ = 967.085 - (90.0+50.0) = 827.085 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh2} = h/2 + t_u - d_{h,s}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 72.915 = 837.085 mm

$y_{sl,vh2} = y_{hu,vh2} - (h+t_u+t_l)$ = 837.085 - (1,800.0+10.0+12.0) = -984.915 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 × 901.8 = 2.836E+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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×967.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.524** 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)×(314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×827.1/78,471,591,800.5)
- 22,043.0×0.000045 = **-0.552** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{su,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×837.1/78,471,591,800.5 = **4.114** MPa

$f_{sl,vh2} = P_{vhi}/A_{vh2} + k \cdot M_{vhi} \cdot y_{sl,v2}/I_{vh2}$

= 314,443.5/120,566.0 + 0.498×283,555,701.3×-984.9/78,471,591,800.5 = **0.836** MPa

(7) Half-Deck 최종 크리프 손실

k = 0.485 ※ 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 - 620.312 = 354.373 mm

$d_{vh2,s} = (y_{hu,v} + y_{hl,v}) / 2$ = (419.7 + 279.7) / 2 = 349.688 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	243,668.0	1,781.0	1.434E+08	1.864E+11	4.034E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v3} = \sum AY / \sum A$ = 143,385,021.4 / 243,668.0 = 588.444 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v3}$ = 974.685 - 588.444 = 386.240 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh3} = \sum I_{ovh3} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v3}^2$

= 40,341,140,722.4 + 186,377,361,982.1 - 243,668.0 × 588.444² = 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) - 588.444 = 601.556 mm

$y_{cl,vh3} = y_{cu,vh3} - T_c$ = 601.556 - 240.0 = 361.556 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) - 588.444 = 451.556 mm

$y_{hl,vh3} = y_{hu,vh3} - (T_{c1}+T_h)$ = 451.556 - (90.0+50.0) = 311.556 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh3} = h/2 + t_u - \delta_{v3}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 588.444 = 321.556 mm

$y_{sl,vh3} = y_{su,vh3} - (h+t_u+t_l)$ = 321.556 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,500.444 mm

▪ Half-Deck 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_{he} = N_{hi}+(f_{hu2}+f_{hl2}+f_{hu,v}+f_{hl,v}+f_{hu,vh1}+f_{hl,vh1}+f_{hu,vh2}+f_{hl,vh2})/2 \cdot A_h \cdot d_{vh2}/d_{vh2,s}$

= 1,236,672.0 + (5.225+4.116)/2 × 317,000.0 × 354.4 / 349.7 = 2.737E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 Half-Deck에 생기는 압축력

$P_{\phi he} = N_{he} \cdot 2 \cdot \phi_{d1} / (2 + \phi_{d1})$ = 2,737,011.9 × 2 × 1.5 / (2 + 1.5) = 2.346E+06 N

▪ $P_{\phi he}$에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{\phi he} = P_{\phi he} \times d_{h,hs}$ = 2,346,010.2 × 386.2 = 9.061E+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

$\sum f_{hu} = f_{hu1} + f_{hu2} + f_{hu,v} + f_{hu,vh1} + f_{hu,vh2}$

= 4.224 + 5.308 + 1.333 + -0.891 + -0.524 = 9.449 MPa

$\sum f_{hl} = f_{hl1} + f_{hl2} + f_{hl,v} + f_{hl,vh1} + f_{hl,vh2}$

= 3.532 + 4.439 + 0.888 + -0.660 + -0.552 = 7.648 MPa

▪ SLAB 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cu,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,346,010/243,668+0.485 \times 906,123,893 \times 602/142,344,424,854) = \mathbf{1.641}$ MPa

$f_{cl,vh3} = 1/n \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{cl,vh3}/I_{vh3})$

$= (1/7.0) \times (2,346,010/243,668+0.485 \times 906,123,893 \times 362/142,344,424,854) = \mathbf{1.535}$ MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hu,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hu} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,346,010.2/243,668.0 + 0.485 \times 906,123,892.8 \times 451.6/142,344,424,854.4)$

$- 18,801.1 \times 9.449 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-7.083}$ MPa

$f_{hl,vh3} = 1/n_{h3} \cdot (P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{hl,vh3}/I_{vh3}) - E_{h3} \cdot \sum f_{hl} \cdot \phi_{d1}/E_h$

$= (1/10.9) \times (2,346,010.2/243,668.0 + 0.485 \times 906,123,892.8 \times 311.6/142,344,424,854.4)$

$- 18,801.1 \times 7.648 \times 1.5/32,902.0 = \mathbf{-5.580}$ MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{su,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,346,010.2/243,668.0+0.485 \times 906,123,892.8 \times 321.6/142,344,424,854.4 = \mathbf{10.622}$ MPa

$f_{sl,vh3} = P_{\phi he}/A_{vh3} + k \cdot M_{\phi he} \cdot y_{sl,vh3}/I_{vh3}$

$= 2,346,010.2/243,668.0+0.485 \times 906,123,892.8 \times -1,500.4/142,344,424,854.4 = \mathbf{4.991}$ MPa

(8) Half-Deck 최종 건조수축 손실

k = 0.485 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	234,903.0	1,781.0	1.348E+08	1.781E+11	4.033E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{v4} = \sum AY / \sum A$ = 134,841,933.8 / 234,903.0 = 574.032 mm

▪ 합성단면 도심에서 Half-Deck 도심까지 거리

$d_{h,hs} = \delta_{yh} - \delta_{v4}$ = 974.685 - 574.032 = 400.652 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{vh4} = \sum I_{ovh4} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{v4}^2$

= 40,327,564,405.7 + 178,050,546,593.7 - 234,903.0 × 574.032² = 1.410E+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) - 574.032 = 615.968 mm

$y_{cl,vh4} = y_{cu,vh4} - T_c$ = 615.968 - 240.0 = 375.968 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) - 574.032 = 465.968 mm

$y_{hl,vh4} = y_{hu,vh4} - (T_{c1}+T_h)$ = 465.968 - (90.0+50.0) = 325.968 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,vh4} = h/2 + t_u - \delta_{v4}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 574.032 = 335.968 mm

$y_{sl,vh4} = y_{su,vh4} - (h+t_u+t_l)$ = 335.968 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,486.032 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 × 400.7 = 3.779E+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)×(943,331/234,903+0.485×377,947,536×616/140,974,485,216) = **0.688** MPa

$f_{cl,vh4} = 1/n \cdot (P_{vhe}/A_{vh4} + k \cdot M_{vhe} \cdot y_{cl,vh4}/I_{vh4})$

= (1/7.0)×(943,331/234,903+0.485×377,947,536×376/140,974,485,216) = **0.644** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력변화량

$f_{hu,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hu,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/234,903.0 + 0.485\times 377,947,535.9\times 466.0/140,974,485,216.3)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.678$ MPa

$f_{hl,vh4} = 1/n_{h4}\cdot(P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{hl,vh4}/I_{vh4}) - E_{h4}\cdot\varepsilon_h$

$= (1/15.5)\times(943,330.6/234,903.0 + 0.485\times 377,947,535.9\times 326.0/140,974,485,216.3)$

$- 13,225.8\times 0.000225 = -2.689$ MPa

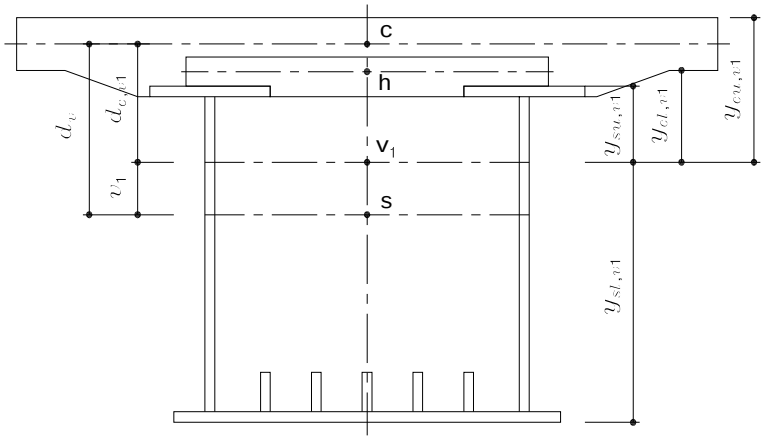
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{su,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/234,903.0 + 0.485\times 377,947,535.9\times 336.0/140,974,485,216.3 = 4.453$ MPa

$f_{sl,vh4} = P_{vhe}/A_{vh4} + k\cdot M_{vhe}\cdot y_{sl,vh4}/I_{vh4}$

$= 943,330.6/234,903.0 + 0.485\times 377,947,535.9\times -1,486.0/140,974,485,216.3 = 2.082$ 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 = 0.485 ※ 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 - 620.312 = 468.526 mm

$d_{vc,s} = (y_{cu,v} + y_{cl,v}) / 2$ = (569.7 + 329.688) / 2 = 449.688 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	201,594.7	1,781.0	9.507E+07	1.313E+11	4.011E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v1} = \sum AY / \sum A$ = 95,072,668.8 / 201,594.7 = 471.603 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v1} = \delta_{yc} - \delta_{c,v1}$ = 1,088.838 - 471.603 = 617.235 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v1} = \sum I_{ov1} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v1}^2$

= 40,114,763,638.2 + 131,334,985,471.9 - 201,594.7 × 471.603² = 1.266E+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) - 471.603 = 718.397 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 718.397 - 240.0 = 478.397 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) - 471.603 = 568.397 mm

$y_{hl,v1} = y_{hu,v1} - (T_{c1}+T_h)$ = 568.397 - (90.0+50.0) = 428.397 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = h/2 + t_u - \delta_{c,v1}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 471.603 = 438.397 mm

$y_{sl,v1} = y_{su,v1} - (h+t_u+t_l)$ = 438.397 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,383.603 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = (f_{cu,v}+f_{cl,v})/2 \cdot A_c \cdot d_{vc}/d_{vc,s}$

$= (1.602+0.927)/2 \times 895,800.0 \times 468.526/449.688$ = 1.180E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 SLAB에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ $= 1,180,340.5 \times 2 \times 2.0 / (2 + 2.0)$ = 1.180E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ $= 1,180,340.5 \times 617.2$ = 7.285E+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

$f_{cu,v}$ = = 1.602 MPa

$f_{cl,v}$ = = 0.927 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,180,340.5/201,594.7 + 0.485 \times 728,547,444.6 \times 718.4/126,613,201,943.9)$

$- 13,902.0 \times 1.602 \times 2.0/27,804.0$ = **-1.041** MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,180,340.5/201,594.7 + 0.485 \times 728,547,444.6 \times 478.4/126,613,201,943.9)$

$- 13,902.0 \times 0.927 \times 2.0/27,804.0$ = **-0.414** MPa

▪ Half-Deck 콘크리트의 응력 변화량

$f_{hu,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hu,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,180,340/201,595 + 0.485 \times 728,547,445 \times 568/126,613,201,944)$ = **1.200** MPa

$f_{hl,v1} = 1/n_h \cdot (P_\phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\phi \cdot y_{hl,v1}/I_{v1})$

$= (1/6.2) \times (1,180,340/201,595 + 0.485 \times 728,547,445 \times 428/126,613,201,944)$ = **1.137** MPa

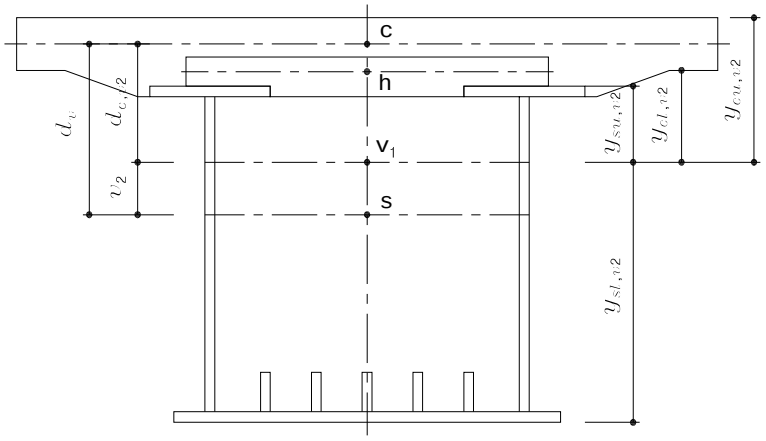
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,180,340.5/201,594.7 + 0.485 \times 728,547,444.6 \times 438.4/126,613,201,943.9$ = **7.078** MPa

$f_{sl,v1} = P_\Phi/A_{v1} + k_2 \cdot M_\Phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,180,340.5/201,594.7 + 0.485 \times 728,547,444.6 \times -1,383.6/126,613,201,943.9$ = **1.994** MPa



(10) 바닥판 콘크리트의 건조수축 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.8)

k_2 = 0.485 ※ 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	86,480.0	-282.5	-2.443E+07	6.902E+09	3.978E+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	-	180,266.2	1,781.0	7.185E+07	1.060E+11	4.003E+10	

▪ 합성단면 도심축 이동량

$\delta_{c,v2} = \sum AY / \sum A$ = 71,849,311.7 / 180,266.2 = 398.573 mm

▪ 합성단면 도심에서 SLAB 도심까지 거리

$d_{c,v2} = \delta_{yc} - \delta_{c,v2}$ = 1,088.838 - 398.573 = 690.264 mm

▪ 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{v2} = \sum I_{ov2} + \sum AY^2 - A \cdot \delta_{c,v2}^2$

= 40,027,991,012.8 + 106,048,513,811.5 - 180,266.2 × 398.573² = 1.174E+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) - 398.573 = 791.427 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 791.427 - 240.0 = 551.427 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) - 398.573 = 641.427 mm

$y_{hl,v2} = y_{hu,v2} - (T_{c1}+T_h)$ = 641.427 - (90.0+50.0) = 501.427 mm

▪ 합성단면 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = h/2 + t_u - \delta_{c,v2}$ = 1,800.00/2 + 10.0 - 398.573 = 511.427 mm

$y_{sl,v2} = y_{su,v2} - (h+t_u+t_l)$ = 511.427 - (1,800.0+10.0+12.0) = -1,310.573 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 × 690.3 = 1.630E+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

$f_{cu,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/180,266.2 + 0.485 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/791.4)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.758$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2 \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2} \cdot \varepsilon_s$

$= (1/21.0) \times (2,361,072.9/180,266.2 + 0.485 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/551.4)$

$- 9,761.9 \times 0.000270 = -1.835$ MPa

▪ 합성단면 도심축에서 Half-Deck 상·하부 플랜지 연단거리

$f_{hu,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hu,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/180,266.2 + 0.485 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/641.4) = 2.809$ MPa

$f_{hl,v2} = 1/n_h \cdot (P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{hl,v2}/I_{v2})$

$= (1/6.2) \times (2,361,072.9/180,266.2 + 0.485 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/501.4) = 2.657$ MPa

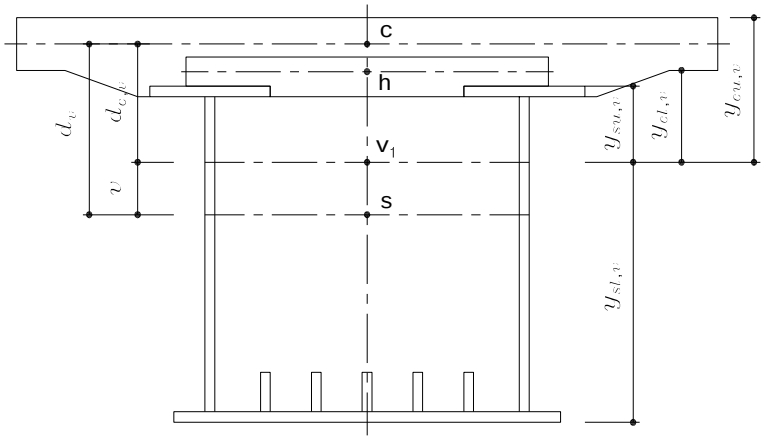
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/180,266.2 + 0.485 \times 1,629,764,676.5 \times 511.4/117,439,276,630.0 = 16.540$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k_2 \cdot M_{v2} \cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,361,072.9/180,266.2 + 0.485 \times 1,629,764,676.5 \times -1,310.6/117,439,276,630.0 = 4.277$ 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 - 620.312 = 354.373 mm

$d_{c,v} = \delta_{yc} - \delta_{v2}$ = 1,088.838 - 620.312 = 468.526 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

$M_{v1} = P_{vc1}\times d_{h,v} + P_{vh2}\times d_{c,v}$ = 1,257,774.2×354.4 + 3,148,097.1×468.5 = 1.921E+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)×(4,405,871.3/265,580.5 + 0.485×1,920,685,826.9×569.7/145,377,587,318.6)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.445** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + 0.485×1,920,685,826.9×329.7/145,377,587,318.6)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.665** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + 0.485×1,920,685,826.9×419.7/145,377,587,318.6)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.839** 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)×(4,405,871.3/265,580.5 + 0.485×1,920,685,826.9×279.7/145,377,587,318.6)
- 32,902.0×0.000120 = **-0.983** MPa

▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/265,580.5+0.485\times1,920,685,826.9\times289.7/145,377,587,318.6 = \mathbf{18.446}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k_2 \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

$= 4,405,871.3/265,580.5+0.485\times1,920,685,826.9\times-1,532.3/145,377,587,318.6 = \mathbf{6.771}$ MPa

(12) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 327.677/43,200.0 + 16.611/105,269,009.6 + 415.970/105,923,872.7 = 11.670$ MPa

※ υ = **11.7 MPa** ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 327.677/43,200.0 + 16.611/105,269,009.6 + 415.970/105,923,872.7 = 11.670$ MPa

※ υ = **11.7 MPa** ≤ $1.2\upsilon_a$ = **150.0 MPa** ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 327.791/43,200.0 + 16.611/105,269,009.6 + 434.958/105,923,872.7 = 11.852$ MPa

※ υ = **11.9 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 > t_u = 10 mm

⇒① f_{ca} = 215.0 MPa

b / 16 = 6.8 mm ≤ t_u = 10 mm < b / 10.5 = 10.3 mm

⇒① $f_{ca} = 24{,}000\ (t_u/b)^2$ = 205.8 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 = 5.400 > 2.0
A_c : 압축플랜지 총단면적 (mm^2)	⇒	4,000.0	mm^2	
l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (mm)	⇒	2,400.0	mm	
b : 압축플랜지 폭 (mm)	⇒	400.0	mm	
$K = \sqrt{(3 + (A_w/2A_c))}$	⇒	2.387		

8/K = 3.1 < l / b = 2,400.0 / 400.0 = 6.0

⇒② f_{ca} = 215.0 MPa

8/K = 3.1 < 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×(2.387×2,400.0/400.0-7.5) = 199.0 MPa

∴ ①에 허용응력 값이 ②에 허용응력 값보다 작은 경우에는 국부좌굴에 대한 허용응력을 사용한다.

f_{ca} = 199.0 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.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	-	-	-	-	9.531	7.971	20.000	20.000
1+5+6	-	-	-	-	8.116	6.760	20.000	20.000
1+2+3+5+6	4.047	2.342	10.800	10.800	11.482	9.003	20.000	20.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	3.577	2.272	10.800	10.800	5.731	4.529	20.000	20.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	3.132	1.607	12.420	12.420	4.892	3.545	23.000	23.000
∑(1~3)+∑(5~10)-11	4.022	2.937	12.420	12.420	6.570	5.512	23.000	23.000
1+2+4+5+6	1.602	0.927	13.500	13.500	4.141	3.209	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+5+6	4.047	2.342	13.500	13.500	6.175	4.565	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	3.577	2.272	13.500	13.500	0.423	0.090	25.000	25.000
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	3.132	1.607	14.580	14.580	-0.415	-0.894	3.375	3.375
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	4.022	2.937	14.580	14.580	1.262	1.073	27.000	27.000

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)	
	상 연	하 연	상 연	하 연
1	50.113	-75.757	198.962	215.000
1+5+6	60.090	-73.630	215.000	215.000
1+2+3+5+6	74.496	-149.830	215.000	215.000
1+2+3+5+6+7+8+9+10	113.189	-136.488	247.250	215.000
∑(1~3)+∑(5~10)+11	131.635	-129.717	279.500	247.250
∑(1~3)+∑(5~10)-11	94.743	-143.259	279.500	247.250
1+2+4+5+6	37.888	-61.612	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	46.590	-107.646	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	85.283	-94.303	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	103.729	-87.532	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	66.838	-101.074	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	0.063	0.124	0.009	0.009	0.072	0.133	O.K !!	O.K !!
1+5+6	0.078	0.117	0.009	0.009	0.087	0.126	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.120	0.486	0.009	0.009	0.129	0.494	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	0.210	0.403	0.009	0.009	0.218	0.412	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	0.222	0.275	0.009	0.009	0.231	0.284	O.K !!	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	0.115	0.336	0.009	0.009	0.124	0.344	O.K !!	O.K !!
1+2+4+5+6	0.020	0.053	0.006	0.006	0.026	0.059	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.030	0.160	0.006	0.006	0.036	0.166	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	0.101	0.123	0.006	0.006	0.106	0.129	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	0.128	0.091	0.006	0.006	0.133	0.097	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	0.053	0.121	0.006	0.006	0.059	0.127	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{131.635}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{11.670}{125.000}\right)^2 = 0.222 + 0.009 = 0.231 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-149.830}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{11.670}{125.000}\right)^2 = 0.486 + 0.009 = 0.494 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 50.113) = 2.07 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

- 합 성 후

t_{min} = b/(206×1.200) = 579.4 /(206 ×1.200) = 2.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 131.635) = 1.28 ≥ 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.

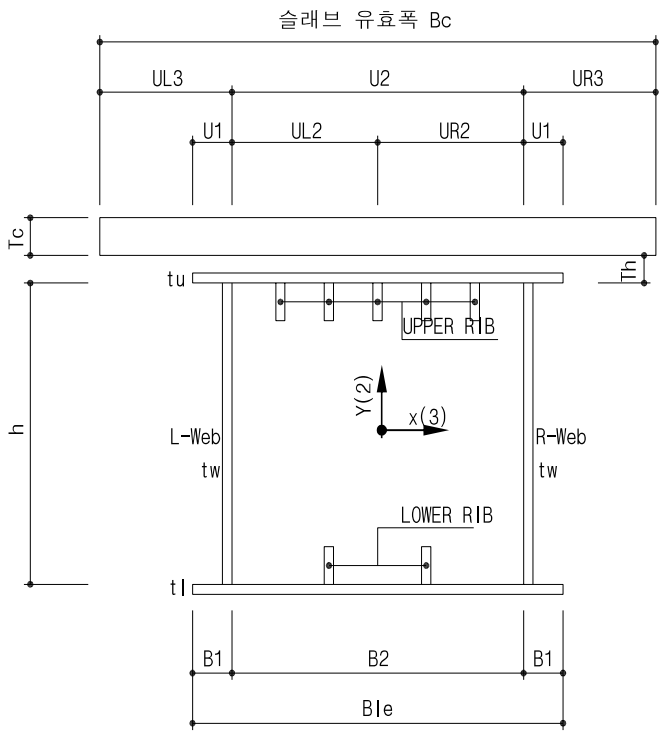
하 중 조 합	Concrete				Half-Deck Concrete			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	12.391	10.363	30.000	O.K !!
1+5+6	-	-	-	-	10.975	9.152	30.000	O.K !!
1+2+3+11	6.894	3.583	16.200	O.K !!	17.657	13.448	30.000	O.K !!
1+2+3-11	7.785	4.912	16.200	O.K !!	19.334	15.414	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6	7.340	4.248	16.200	O.K !!	17.080	13.220	30.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	6.870	4.177	16.200	O.K !!	11.329	8.745	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	6.425	3.513	16.200	O.K !!	10.490	7.762	30.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	7.315	4.842	16.200	O.K !!	12.167	9.728	30.000	O.K !!
1+2+4+5+6	2.083	1.205	16.200	O.K !!	5.808	4.536	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	6.895	3.583	16.200	O.K !!	17.657	13.448	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	7.785	4.912	16.200	O.K !!	19.334	15.414	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	7.340	4.248	16.200	O.K !!	10.180	7.449	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	6.870	4.177	16.200	O.K !!	4.429	2.974	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	6.425	3.513	16.200	O.K !!	3.590	1.991	30.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	7.315	4.842	16.200	O.K !!	5.268	3.958	30.000	O.K !!

하 중 조 합	Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연		
1	65.147	-98.484	355.000	O.K !!
1+5+6	75.124	-96.357	355.000	O.K !!
1+2+3+11	109.718	-229.902	355.000	O.K !!
1+2+3-11	72.826	-243.444	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	101.249	-234.547	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7+8+9+10	139.942	-221.204	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)+11	158.388	-202.758	355.000	O.K !!
∑(1~3)+∑(5~10)-11	133.171	-227.975	355.000	O.K !!
1+2+4+5+6	46.260	-80.733	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+11	109.718	-229.904	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4-11	72.826	-243.446	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	64.972	-179.707	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)	103.665	-166.364	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)+11	122.111	-159.593	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+∑(5~10)-11	85.219	-173.135	355.000	O.K !!

4.7.2 정모멘트

[G2 : 단면 - 1] : 절점 38 로 부터 이격거리 2.473 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	=	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	1,717.945
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	825.441
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	45.976
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	1,351.790
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-623.804
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-307.713
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-14.698
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-558.066
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-132.110
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	148.933
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-220.530
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-673.786

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

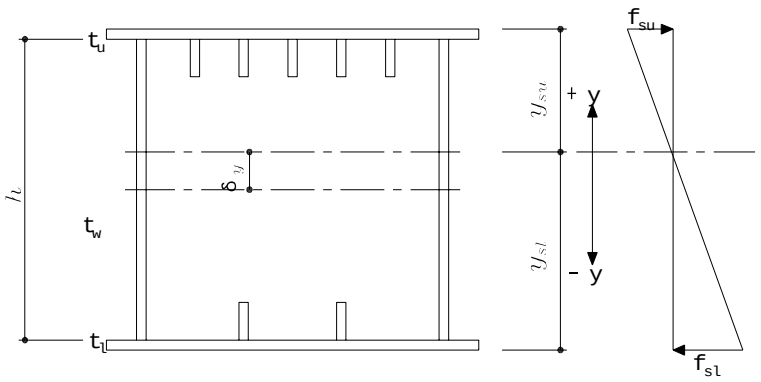
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	805.0	2.125E+07	1.711E+10	2.200E+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		109,080.0	-	-3.671E+05	4.431E+10	8.216E+09
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 440.0	2,054,800.0	1,070.0	2.199E+09	2.353E+12	3.315E+10
SLAB 단면 합계		2,054,800.0	-	2.199E+09	2.353E+12	3.315E+10

※ A_s = 109,080.0 mm^2 A_{c1} = 2,054,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -367,080.0 / 109,080.0 = -3.365 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,600.0 / 2 + 10.0 - -3.365 = 813.365 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,600.0 / 2 + 12.0 + -3.365 } = -808.635 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 8,216,225,160.0 + 44,311,203,480.0 - 109,080.0 × -3.365² = 5.253E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 1,717.945×813.4/52,526,193,329.0 = **26.602** MPa

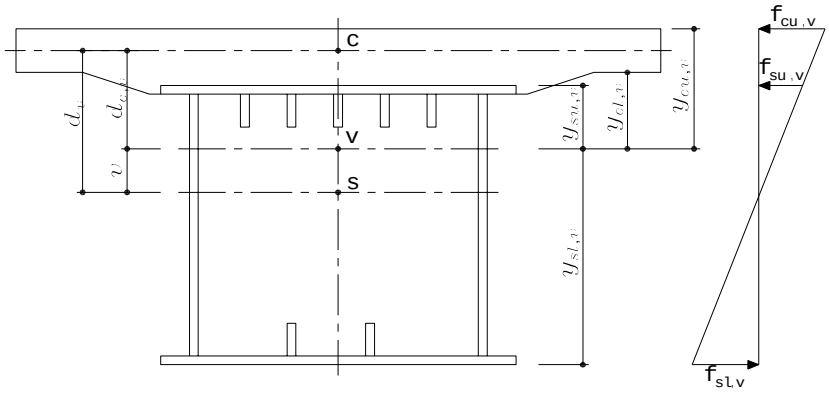
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 1,717.945×-808.6/52,526,193,329.0 = **-26.448** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 3.886E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 623.804 / 38,400.0 + 132.110 / (2 × 3,885,732.0 × 12.0) = **17.662** MPa



(2) 합 성 후

- 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 2,054,800.0 / 7.0 = 293,542.9 mm^2

- 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 33,150,773,333.3 / 7.0 = 4.736E+09 mm^4

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 109,080.0 + 293,542.9 = 402,622.9 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 813.4 - 10.0 + 50.0 + 440.0/2 = 1,073.4 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 293,542.9 × 1,073.4 / 402,622.9 = 782.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.4 - 782.6 = 290.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 52,526,193,329.0+109,080.0×782.6² +4,735,824,761.9+293,542.9×290.8² = 1.489E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 813.4 - 782.6 = 30.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -808.6 - 782.6 = -1,591.2 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 290.8 + 440.0 / 2 = 510.8 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 510.8 - 440.0 = 70.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 825.441×30.8/148,886,866,884.0 = **0.171** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 825.441×-1,591.2/148,886,866,884.0 = **-8.822** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 825.441×510.8/(148,886,866,884.0×7.0) = **0.405** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 825.441×70.8/(148,886,866,884.0×7.0) = **0.056** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 3.962E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 307.713 / 38,400.0 + 148.933 / (2 × 3,961,537.7 × 12.0) = **9.580** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,351.790×30.8/148,886,866,884.0 = **0.280** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,351.790×-1,591.2/148,886,866,884.0 = **-14.447** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,351.790×510.8/(148,886,866,884.0×7.0) = **0.663** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,351.790×70.8/(148,886,866,884.0×7.0) = **0.092** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 558.066 / 38,400.0 + 673.786 / (2 × 3,961,537.7 × 12.0) = **21.620** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 45.976×30.8/148,886,866,884.0 = **0.010** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 45.976×-1,591.2/148,886,866,884.0 = **-0.491** MPa

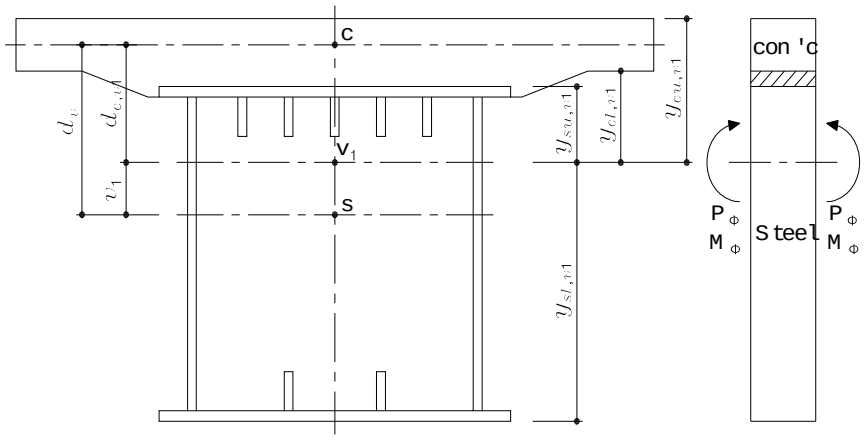
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 45.976×510.8/(148,886,866,884.0×7.0) = **0.023** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 45.976×70.8/(148,886,866,884.0×7.0) = **0.003** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 14.698 / 38,400.0 + 220.530 / (2 × 3,961,537.7 × 12.0) = **2.702** 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 = 0.924 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 109,080.0 + 2,054,800.0 / 14.0 = 2.559E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (2,054,800.0/14.0)×1,073.4 / 255,851.4 = 615.7 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.4 - 615.7 = 457.6 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (52,526,193,329.0 + 109,080.0×615.7²) + (33,150,773,333.3/14.0 + 2,054,800.0/14.0 × 457.6²) = 1.270E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 813.4 - 615.7 = 197.6 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -808.6 - 615.7 = -1,424.4 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 457.6 + 440.0 / 2 = 677.6 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 677.6 - 440.0 = 237.6 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 825.4 × 290.8 × 2,054,800.0 / (7.0 × 148,886,866,884.0) = 4.733E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 473,255.1 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 4.733E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 473,255.1 × 457.6 = 2.166E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 825.441×510.8/(148,886,866,884.0×7.0) = 0.405 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 825.441×70.8/(148,886,866,884.0×7.0) = 0.056 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (473,255.1/255,851.4 + 0.924 \times 216,570,918.1 \times 677.6/126,987,231,420.3)$

$- 13,902.0 \times 0.405 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.196}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (473,255.1/255,851.4 + 0.924 \times 216,570,918.1 \times 237.6/126,987,231,420.3)$

$- 13,902.0 \times 0.056 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{0.103}$ MPa

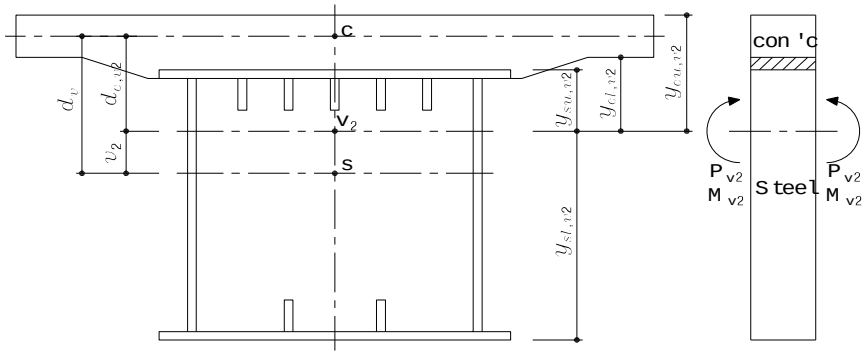
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 473,255.1/255,851.4 + 0.924 \times 216,570,918.1 \times 197.6/126,987,231,420.3 = \mathbf{2.161}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 473,255.1/255,851.4 + 0.924 \times 216,570,918.1 \times -1,424.4/126,987,231,420.3 = \mathbf{-0.394}$ 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 109,080.0 + 2,054,800.0 / 21.0 = 2.069E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (2,054,800.0/21.0)\times1,073.4 / 206,927.6 = 507.6$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.4 - 507.6 = 565.8$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (52,526,193,329.0 + 109,080.0\times507.6^2) + (33,150,773,333.3/21.0 + 2,054,800.0/21.0\times565.8^2) = 1.135E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 813.4 - 507.6 = 305.8$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -808.6 - 507.6 = -1,316.2$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 565.8 + 440.0 / 2 = 785.8$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 785.8 - 440.0 = 345.8$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times2,054,800.0 / 21.0 = 5.416E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 5,415,865.7\times785.8 = 3.064E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(5,415,865.7/206,927.6 + 0.924\times3,064,376,206.8\times785.8/113,530,183,553.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-0.457}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(5,415,865.7/206,927.6 + 0.924\times3,064,376,206.8\times785.8/113,530,183,553.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-0.979}$ MPa

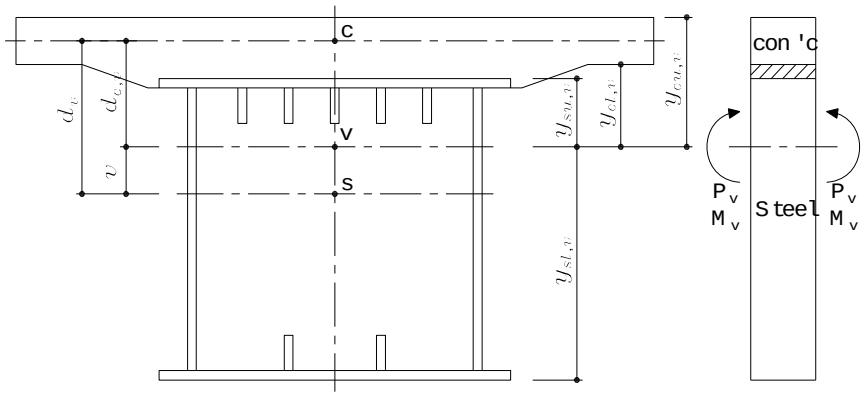
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 5,415,865.7/206,927.6 + 0.924\times3,064,376,206.8\times305.8/113,530,183,553.3 = \mathbf{33.796}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 5,415,865.7/206,927.6 + 0.924\times3,064,376,206.8\times-1,316.2/113,530,183,553.3 = \mathbf{-6.639}$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×2,054,800.0 / 7.0 = 7.221E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}$ = 7,221,154.3 × 290.8 = 2.100E+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)×(7,221,154.3/402,622.9 + 0.924×2,099,910,825.9×510.8/148,886,866,884.0)
- 27,804.0×0.000120 = **0.176** 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)×(7,221,154.3/402,622.9 + 0.924×2,099,910,825.9×70.8/148,886,866,884.0)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.643** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 7,221,154.3/402,622.9+0.924×2,099,910,825.9×30.8/148,886,866,884.0 = **18.336** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 7,221,154.3/402,622.9+0.924×2,099,910,825.9×-1,591.2/148,886,866,884.0 = **-2.792** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,489.583/38,400.0 + 132.110/93,257,568.0 + 822.719/95,076,905.1 = 48.861$ MPa

※ υ = 48.9 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 946.215/38,400.0 + 132.110/93,257,568.0 + 369.464/95,076,905.1 = 29.944$ MPa

※ υ = 29.9 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,496.933/38,400.0 + 132.110/93,257,568.0 + 932.984/95,076,905.1 = 50.212$ 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 (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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0\cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	26.602	-26.448	135.100	215.000
1+2+3	1.067	0.148	10.800	10.800	27.053	-49.716	215.000	215.000
1+2+3+5	0.871	0.251	10.800	10.800	29.214	-50.110	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.414	-0.728	10.800	1.890	63.010	-56.749	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.591	-1.371	12.420	2.174	81.347	-59.541	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	0.238	-0.086	12.420	2.174	44.674	-53.957	279.500	247.250
1+2+4	0.427	0.059	12.960	12.960	26.783	-35.761	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.078	0.149	13.500	13.500	27.057	-49.962	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	0.882	0.252	13.500	13.500	29.218	-50.356	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.426	-0.727	13.500	2.363	63.015	-56.995	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.602	-1.369	14.580	2.552	81.351	-59.787	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.249	-0.084	14.580	2.552	44.678	-54.202	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	0.039	0.015	0.153	0.153	0.192	0.168	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.016	0.053	0.153	0.153	0.169	0.206	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.014	0.054	0.153	0.153	0.167	0.207	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.065	0.070	0.153	0.153	0.218	0.222	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.085	0.058	0.153	0.153	0.238	0.211	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.026	0.048	0.153	0.153	0.178	0.200	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.011	0.019	0.040	0.040	0.051	0.059	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.010	0.035	0.103	0.103	0.113	0.138	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.012	0.035	0.103	0.103	0.115	0.138	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.055	0.045	0.103	0.103	0.158	0.148	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.079	0.042	0.103	0.103	0.182	0.146	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.024	0.035	0.103	0.103	0.127	0.138	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{81.347}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{48.861}{125.000}\right)^2 = 0.085 + 0.153 = 0.238 \leq 1.2$$ ····· O.K !!

[하 연]

$$\left(\frac{-56.749}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{48.861}{125.000}\right)^2 = 0.070 + 0.153 = 0.222 \leq 1.2$$ ····· 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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 26.602) = 2.84 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

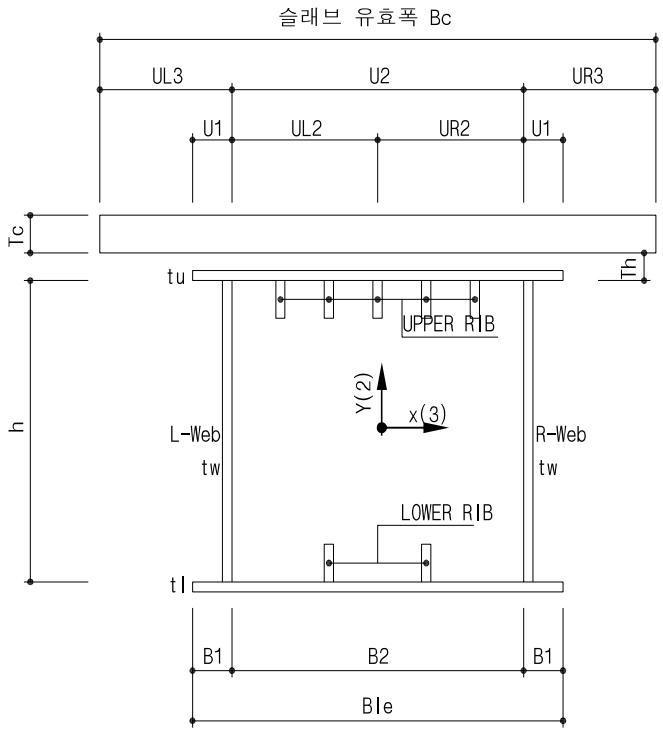
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

하 중 조 합	Concrete				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	34.583	-34.382	355.000	O.K !!
1+2+3	1.950	0.270	16.200	O.K !!	35.406	-76.911	355.000	O.K !!
1+2+3+7	2.127	0.913	16.200	O.K !!	53.743	-79.703	355.000	O.K !!
1+2+3+5	1.754	0.373	16.200	O.K !!	37.567	-77.305	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.298	-0.606	16.200	O.K !!	71.364	-83.944	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.474	-1.248	16.200	O.K !!	89.700	-86.736	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	1.121	0.037	16.200	O.K !!	53.027	-81.152	355.000	O.K !!
1+2+4	0.548	0.076	16.200	O.K !!	34.814	-46.341	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	1.962	0.272	16.200	O.K !!	35.411	-77.157	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.138	-0.371	16.200	O.K !!	53.747	-79.949	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	1.765	0.375	16.200	O.K !!	37.572	-77.551	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.309	-0.604	16.200	O.K !!	71.368	-84.189	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.485	-1.247	16.200	O.K !!	89.705	-86.982	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.133	0.038	16.200	O.K !!	53.032	-81.397	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 3] : 절점 41 로 부터 이격거리 1.509 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	6,249.807
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,859.400
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	45.797
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,320.620
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-43.366
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-18.347
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-3.742
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-357.639
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-30.193
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	71.041
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-33.899
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-403.887

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

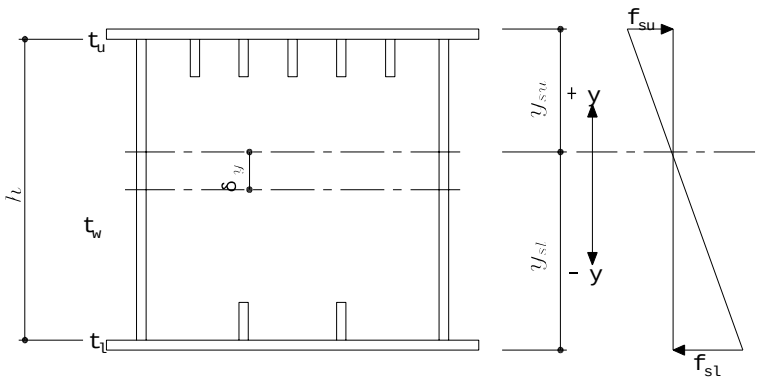
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 6,249.807×913.1/67,889,337,493.8 = **84.060** MPa

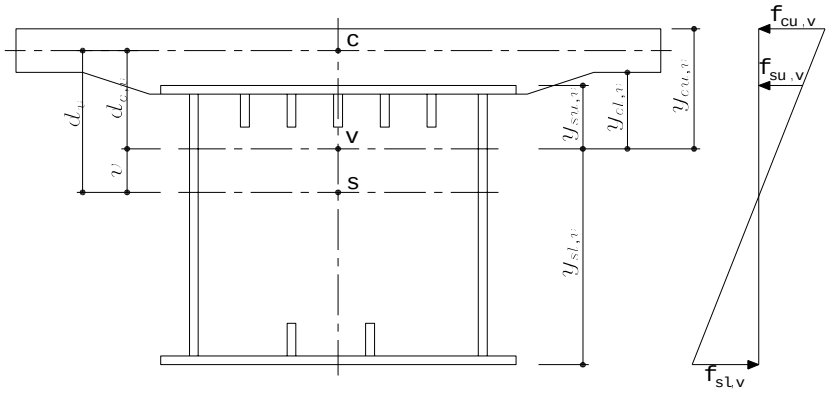
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 6,249.807×-908.9/67,889,337,493.8 = **-83.671** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 43.366 / 43,200.0 + 30.193 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **1.292** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,859.400×286.0/145,293,565,088.8 = **5.629** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,859.400×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-30.228** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,859.400×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.591** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,859.400×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.917** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 18.347 / 43,200.0 + 71.041 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **1.096** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,320.620×286.0/145,293,565,088.8 = **8.505** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,320.620×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-45.676** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,320.620×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **2.405** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,320.620×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.385** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 357.639 / 43,200.0 + 403.887 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **12.095** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 45.797×286.0/145,293,565,088.8 = **0.090** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 45.797×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.484** MPa

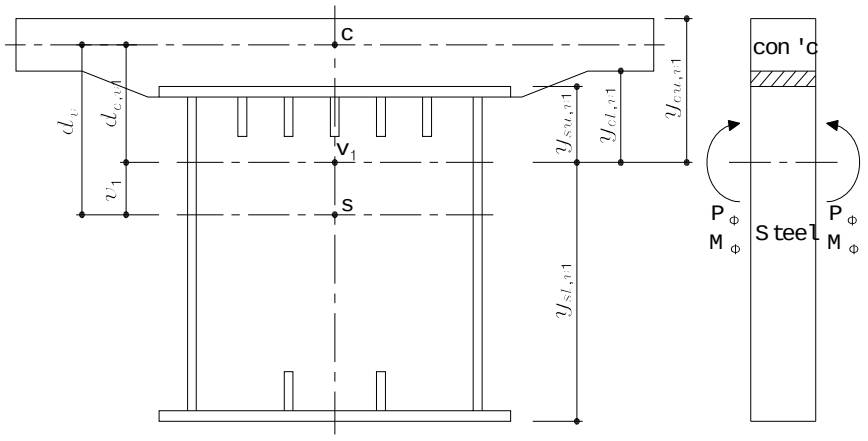
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 45.797×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.025** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 45.797×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.015** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 3.742 / 43,200.0 + 33.899 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **0.407** 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 = 0.514 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,859.4 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 1.405E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 1,405,439.1 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.405E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 1,405,439.1 × 630.1 = 8.856E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,859.400×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 1.591 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,859.400×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.917 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}405{,}439.1/193{,}937.1 + 0.514 \times 885{,}617{,}066.9 \times 750.1/122{,}409{,}033{,}764.6)$

$- 13{,}902.0 \times 1.591 \times 2.0/27{,}804.0 = -0.874$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}405{,}439.1/193{,}937.1 + 0.514 \times 885{,}617{,}066.9 \times 510.1/122{,}409{,}033{,}764.6)$

$- 13{,}902.0 \times 0.917 \times 2.0/27{,}804.0 = -0.263$ MPa

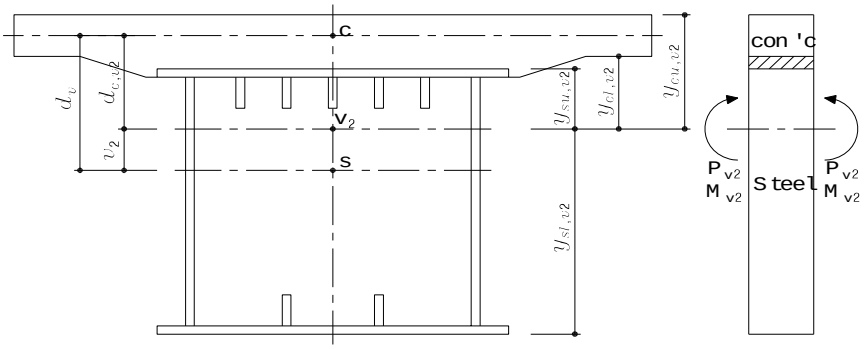
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}405{,}439.1/193{,}937.1 + 0.514 \times 885{,}617{,}066.9 \times 470.1/122{,}409{,}033{,}764.6 = 8.996$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}405{,}439.1/193{,}937.1 + 0.514 \times 885{,}617{,}066.9 \times -1{,}351.9/122{,}409{,}033{,}764.6 = 2.217$ 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 \times 730.7^2) = 1.100E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,954,108.6 \times 850.7 = 2.158E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.514\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.386}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.514\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.501}$ MPa

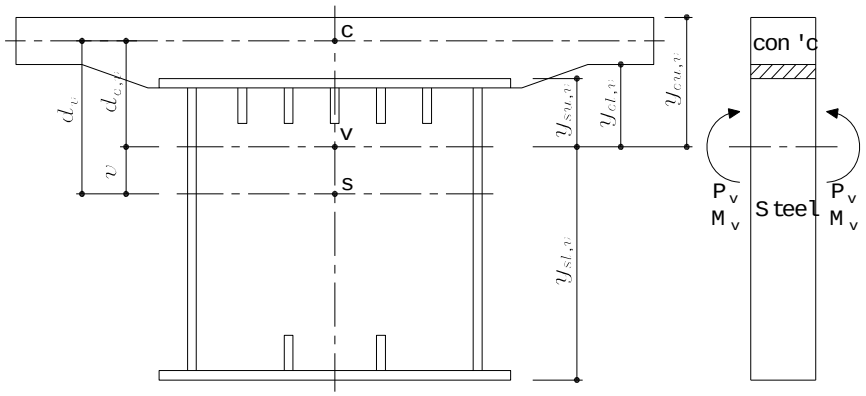
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.514\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{23.422}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.514\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{5.034}$ 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.514×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.780** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.514×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.993** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.514×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **16.154** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.514×1,756,785,060.6×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **4.824** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 419.352/43,200.0 + 30.193/104,835,168.0 + 474.928/105,827,533.7 = 14.483$ MPa

※ υ = 14.5 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 65.455/43,200.0 + 30.193/104,835,168.0 + 104.940/105,827,533.7 = 2.795$ MPa

※ υ = 2.8 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 421.223/43,200.0 + 30.193/104,835,168.0 + 491.878/105,827,533.7 = 14.686$ MPa

※ υ = 14.7 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	84.060	-83.671	135.100	215.000
1+2+3	3.996	2.302	10.800	10.800	98.195	-159.575	215.000	215.000
1+2+3+5	3.122	2.038	10.800	10.800	107.191	-157.358	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.736	0.537	10.800	10.800	130.613	-152.324	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.956	-0.456	12.420	2.174	146.767	-147.500	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.516	1.530	12.420	12.420	114.459	-157.148	279.500	247.250
1+2+4	1.617	0.931	12.960	12.960	89.780	-114.383	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	4.009	2.309	13.500	13.500	98.240	-159.817	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	3.134	2.046	13.500	13.500	107.236	-157.600	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.748	0.544	13.500	13.500	130.658	-152.566	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.968	-0.449	14.580	2.552	146.812	-147.742	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.528	1.538	14.580	14.580	114.504	-157.390	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	0.387	0.151	0.013	0.013	0.401	0.165	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.209	0.551	0.013	0.013	0.222	0.564	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.188	0.536	0.013	0.013	0.201	0.549	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.279	0.502	0.013	0.013	0.292	0.515	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.276	0.356	0.013	0.013	0.289	0.369	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.168	0.404	0.013	0.013	0.181	0.417	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.121	0.197	0.000	0.000	0.121	0.197	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.134	0.354	0.009	0.009	0.142	0.362	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.159	0.344	0.009	0.009	0.168	0.353	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.236	0.322	0.009	0.009	0.245	0.331	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.256	0.259	0.009	0.009	0.265	0.268	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.156	0.294	0.009	0.009	0.164	0.303	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{84.060}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{14.483}{125.000}\right)^2 = 0.387 + 0.013 = 0.401 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-159.575}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{14.483}{125.000}\right)^2 = 0.551 + 0.013 = 0.564 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 84.060) = 1.60 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

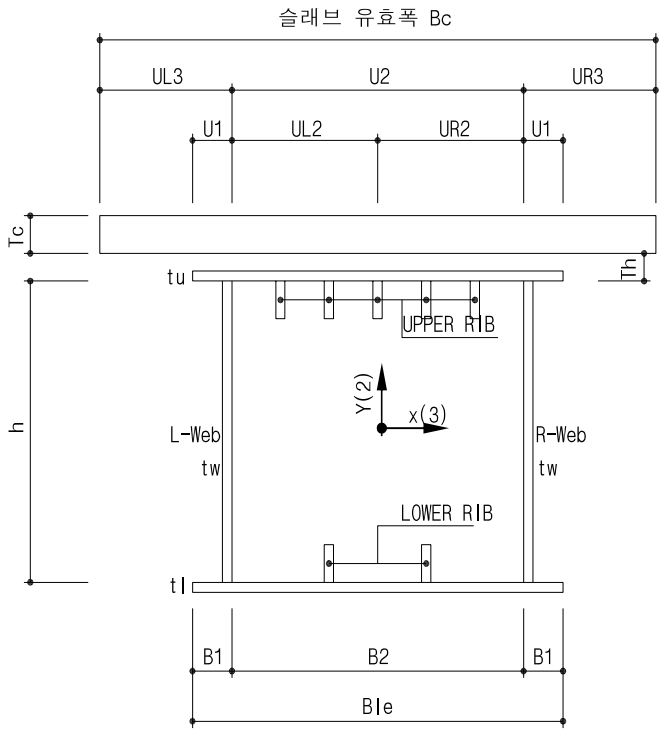
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	109.279	-108.772	355.000	O.K !!
1+2+3	7.239	4.169	16.200	O.K !!	134.883	-246.271	355.000	O.K !!
1+2+3+7	8.019	5.162	16.200	O.K !!	151.037	-251.095	355.000	O.K !!
1+2+3+5	6.364	3.906	16.200	O.K !!	143.879	-244.055	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.978	2.405	16.200	O.K !!	167.301	-239.021	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	4.198	1.412	16.200	O.K !!	183.455	-234.197	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	5.758	3.398	16.200	O.K !!	151.147	-243.845	355.000	O.K !!
1+2+4	2.094	1.206	16.200	O.K !!	116.686	-148.553	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	7.251	4.177	16.200	O.K !!	134.928	-246.513	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	6.471	3.183	16.200	O.K !!	151.082	-241.689	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	6.377	3.913	16.200	O.K !!	143.924	-244.297	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.991	2.412	16.200	O.K !!	167.346	-239.263	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	4.211	1.419	16.200	O.K !!	183.500	-234.439	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.771	3.405	16.200	O.K !!	151.192	-244.087	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 11] : 절점 38 로 부터 이격거리 3.688 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	=	1,600.0	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	2,443.373
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,182.337
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	60.994
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	1,847.315
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-571.894
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-280.516
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-10.148
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-508.883
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-135.958
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	101.706
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-220.530
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-652.857

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

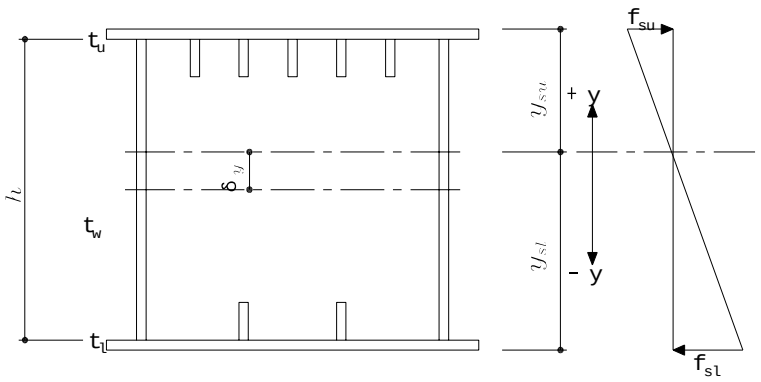
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	805.0	2.125E+07	1.711E+10	2.200E+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		109,080.0	-	-3.671E+05	4.431E+10	8.216E+09
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	970.0	1.087E+09	1.055E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.087E+09	1.055E+12	5.380E+09

※ A_s = 109,080.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -367,080.0 / 109,080.0 = -3.365 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,600.0 / 2 + 10.0 - -3.365 = 813.365 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,600.0 / 2 + 12.0 + -3.365 } = -808.635 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 8,216,225,160.0 + 44,311,203,480.0 - 109,080.0 × -3.365² = 5.253E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,443.373×813.4/52,526,193,329.0 = **37.836** MPa

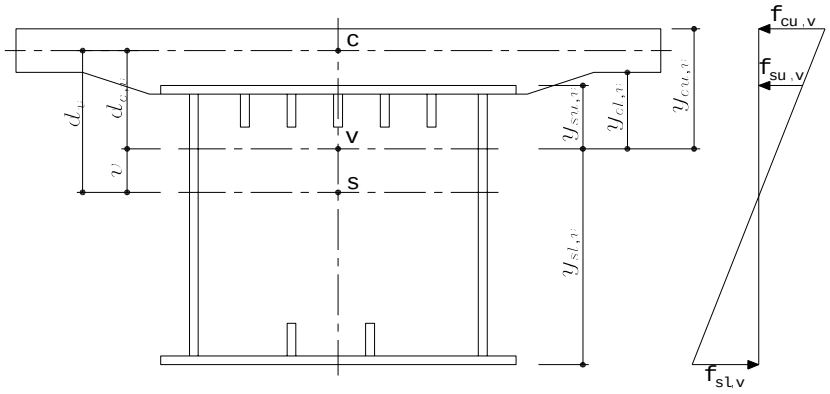
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,443.373×-808.6/52,526,193,329.0 = **-37.615** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 3.886E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 571.894 / 38,400.0 + 135.958 / (2 × 3,885,732.0 × 12.0) = **16.351** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 109,080.0 + 160,114.3 = 269,194.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 813.4 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 973.4 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 973.4 / 269,194.3 = 578.9 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 973.4 - 578.9 = 394.4 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 52,526,193,329.0+109,080.0×578.9² +768,548,571.4+160,114.3×394.4² = 1.148E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 813.4 - 578.9 = 234.4 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -808.6 - 578.9 = -1,387.6 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 394.4 + 240.0 / 2 = 514.4 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 514.4 - 240.0 = 274.4 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,182.337×234.4/114,764,434,000.8 = **2.415** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,182.337×-1,387.6/114,764,434,000.8 = **-14.295** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,182.337×514.4/(114,764,434,000.8×7.0) = **0.757** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,182.337×274.4/(114,764,434,000.8×7.0) = **0.404** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 3.927E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 280.516 / 38,400.0 + 101.706 / (2 × 3,927,080.6 × 12.0) = **8.384** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,847.315×234.4/114,764,434,000.8 = **3.773** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,847.315×-1,387.6/114,764,434,000.8 = **-22.335** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,847.315×514.4/(114,764,434,000.8×7.0) = **1.183** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,847.315×274.4/(114,764,434,000.8×7.0) = **0.631** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 508.883 / 38,400.0 + 652.857 / (2 × 3,927,080.6 × 12.0) = **20.179** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 60.994×234.4/114,764,434,000.8 = **0.125** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 60.994×-1,387.6/114,764,434,000.8 = **-0.737** MPa

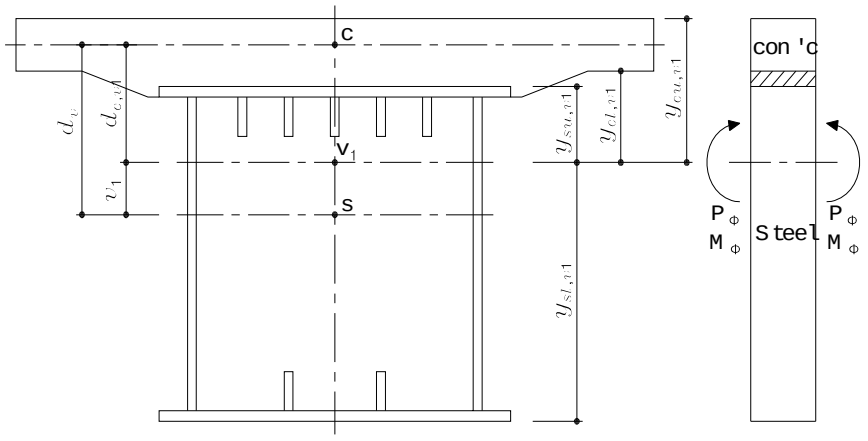
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 60.994×514.4/(114,764,434,000.8×7.0) = **0.039** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 60.994×274.4/(114,764,434,000.8×7.0) = **0.021** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 10.148 / 38,400.0 + 220.530 / (2 × 3,927,080.6 × 12.0) = **2.604** 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 = 0.886 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 109,080.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.891E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×973.4 / 189,137.1 = 412.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 973.4 - 412.0 = 561.4 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (52,526,193,329.0 + 109,080.0×412.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 561.4²) = 9.665E+10 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 813.4 - 412.0 = 401.4 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -808.6 - 412.0 = -1,220.6 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 561.4 + 240.0 / 2 = 681.4 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 681.4 - 240.0 = 441.4 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 1,182.3 × 394.4 × 1,120,800.0 / (7.0 × 114,764,434,000.8) = 6.506E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 650,607.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 6.506E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 650,607.9 × 561.4 = 3.652E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,182.337×514.4/(114,764,434,000.8×7.0) = 0.757 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,182.337×274.4/(114,764,434,000.8×7.0) = 0.404 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (650,607.9/189,137.1 + 0.886 \times 365,227,496.8 \times 681.4/96,654,624,917.9)$

$- 13,902.0 \times 0.757 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.348}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (650,607.9/189,137.1 + 0.886 \times 365,227,496.8 \times 441.4/96,654,624,917.9)$

$- 13,902.0 \times 0.404 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.053}$ MPa

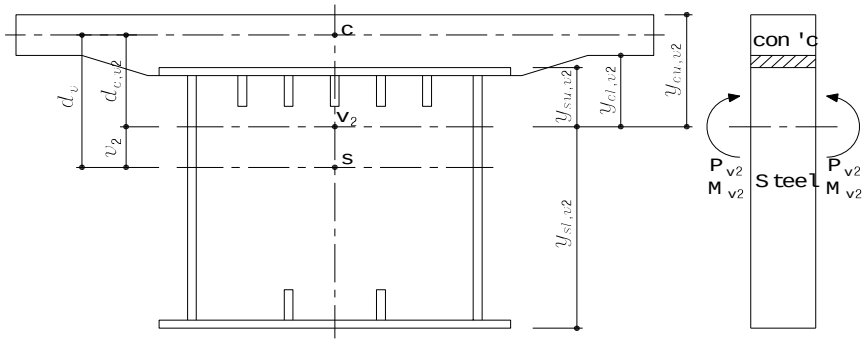
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 650,607.9/189,137.1 + 0.886 \times 365,227,496.8 \times 401.4/96,654,624,917.9 = \mathbf{4.784}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 650,607.9/189,137.1 + 0.886 \times 365,227,496.8 \times -1,220.6/96,654,624,917.9 = \mathbf{-0.647}$ 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 109,080.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.625E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times973.4 / 162,451.4 = 319.8$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 973.4 - 319.8 = 653.6$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (52,526,193,329.0 + 109,080.0\times319.8^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0\times653.6^2) = 8.674E+10$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 813.4 - 319.8 = 493.6$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -808.6 - 319.8 = -1,128.4$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 653.6 + 240.0 / 2 = 773.6$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 773.6 - 240.0 = 533.6$ 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

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,954,108.6\times773.6 = 1.931E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/162,451.4 + 0.886\times1,930,740,375.8\times773.6/86,735,683,550.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.043}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/162,451.4 + 0.886\times1,930,740,375.8\times773.6/86,735,683,550.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.269}$ MPa

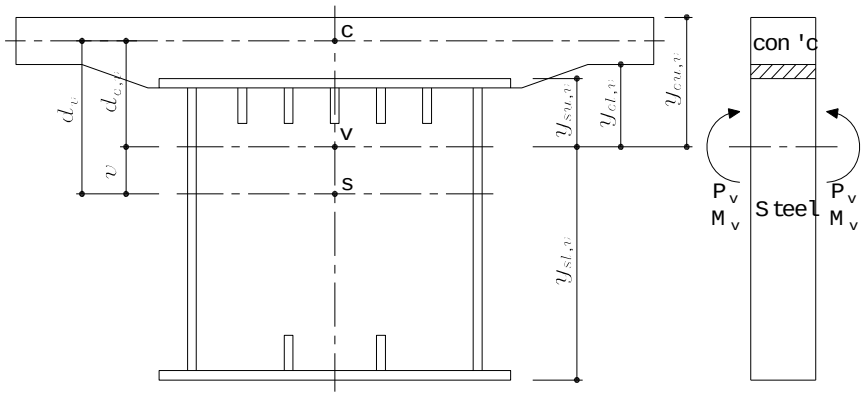
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/162,451.4 + 0.886\times1,930,740,375.8\times493.6/86,735,683,550.2 = \mathbf{27.920}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/162,451.4 + 0.886\times1,930,740,375.8\times-1,128.4/86,735,683,550.2 = \mathbf{-4.072}$ 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 × 394.4 = 1.554E+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)×(3,938,811.4/269,194.3 + 0.886×1,553,532,393.5×514.4/114,764,434,000.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.365** 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)×(3,938,811.4/269,194.3 + 0.886×1,553,532,393.5×274.4/114,764,434,000.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.776** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/269,194.3+0.886×1,553,532,393.5×234.4/114,764,434,000.8 = **17.444** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/269,194.3+0.886×1,553,532,393.5×-1,387.6/114,764,434,000.8 = **-2.011** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,361.293/38,400.0 + 135.958/93,257,568.0 + 754.563/94,249,933.7 = 44.914$ MPa

※ υ = 44.9 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 862.558/38,400.0 + 135.958/93,257,568.0 + 322.237/94,249,933.7 = 27.339$ MPa

※ υ = 27.3 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,366.367/38,400.0 + 135.958/93,257,568.0 + 864.828/94,249,933.7 = 46.216$ MPa

※ υ = 46.2 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	37.836	-37.615	135.100	215.000
1+2+3	1.940	1.035	10.800	10.800	44.024	-74.246	215.000	215.000
1+2+3+5	1.592	0.982	10.800	10.800	48.808	-74.893	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.548	-0.286	10.800	1.890	76.727	-78.965	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.184	-1.062	12.420	2.174	94.171	-80.976	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	0.913	0.490	12.420	12.420	59.284	-76.954	279.500	247.250
1+2+4	0.796	0.425	12.960	12.960	40.375	-52.648	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.960	1.045	13.500	13.500	44.086	-74.615	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.611	0.993	13.500	13.500	48.870	-75.262	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.568	-0.276	13.500	2.363	76.790	-79.334	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.203	-1.052	14.580	2.552	94.233	-81.345	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.933	0.500	14.580	14.580	59.346	-77.323	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	0.078	0.031	0.129	0.129	0.208	0.160	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.042	0.119	0.129	0.129	0.171	0.248	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.039	0.121	0.129	0.129	0.168	0.250	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.096	0.135	0.129	0.129	0.225	0.264	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.114	0.107	0.129	0.129	0.243	0.236	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.045	0.097	0.129	0.129	0.174	0.226	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.024	0.042	0.033	0.033	0.058	0.075	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.027	0.077	0.087	0.087	0.114	0.165	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.033	0.078	0.087	0.087	0.121	0.166	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.082	0.087	0.087	0.087	0.169	0.175	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.105	0.079	0.087	0.087	0.193	0.166	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.042	0.071	0.087	0.087	0.129	0.158	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{94.171}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{44.914}{125.000}\right)^2 = 0.114 + 0.129 = 0.243 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-78.965}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{44.914}{125.000}\right)^2 = 0.135 + 0.129 = 0.264 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 37.836) = 2.38 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

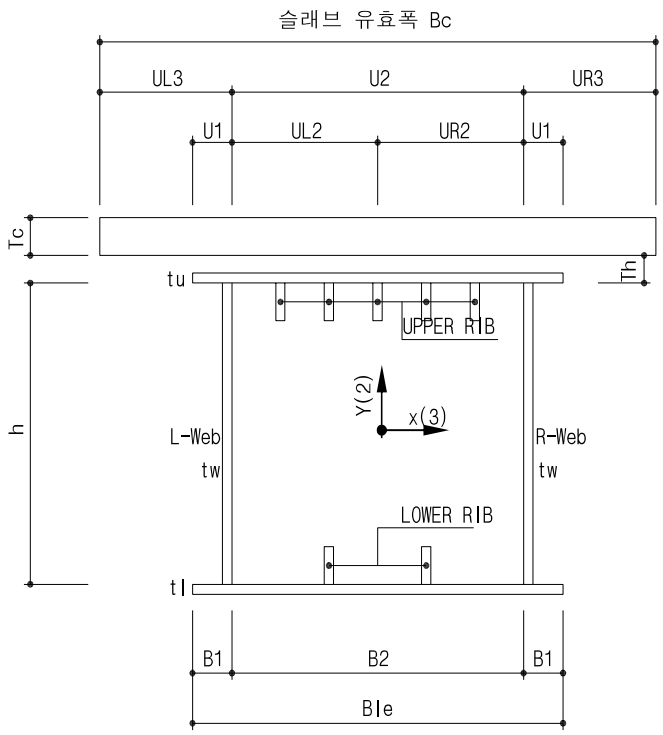
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	49.186	-48.900	355.000	O.K !!
1+2+3	3.527	1.882	16.200	O.K !!	60.438	-115.505	355.000	O.K !!
1+2+3+7	3.892	2.658	16.200	O.K !!	77.882	-117.516	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.179	1.829	16.200	O.K !!	65.222	-116.152	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	2.136	0.560	16.200	O.K !!	93.142	-120.224	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.771	-0.216	16.200	O.K !!	110.585	-122.235	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	2.501	1.336	16.200	O.K !!	75.698	-118.213	355.000	O.K !!
1+2+4	1.023	0.546	16.200	O.K !!	52.450	-68.221	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.547	1.892	16.200	O.K !!	60.501	-115.874	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	3.182	1.116	16.200	O.K !!	77.944	-117.885	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.199	1.840	16.200	O.K !!	65.284	-116.521	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	2.155	0.571	16.200	O.K !!	93.204	-120.593	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.791	-0.205	16.200	O.K !!	110.648	-122.604	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.520	1.347	16.200	O.K !!	75.761	-118.582	355.000	O.K !!

[G1 : 최소단면] : 절점 37 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	-0.525
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-0.850
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	27.990
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3.466
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	787.417
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	307.959
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	29.985
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	686.006
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	159.161
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-41.654
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	78.097
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	593.057

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

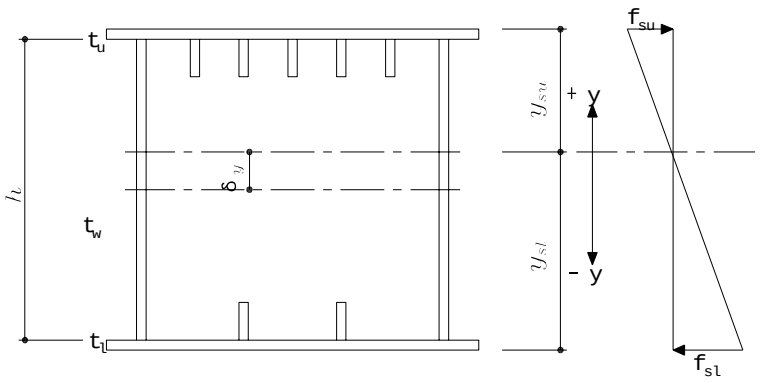
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	805.0	2.125E+07	1.711E+10	2.200E+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		109,080.0	-	-3.671E+05	4.431E+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 = 109,080.0 mm^2 A_{c1} = 1,980,000.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -367,080.0 / 109,080.0 = -3.365 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,600.0 / 2 + 10.0 - -3.365 = 813.365 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,600.0 / 2 + 12.0 + -3.365 } = -808.635 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 8,216,225,160.0 + 44,311,203,480.0 - 109,080.0 × -3.365² = 5.253E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -0.525×813.4/52,526,193,329.0 = **-0.008** MPa

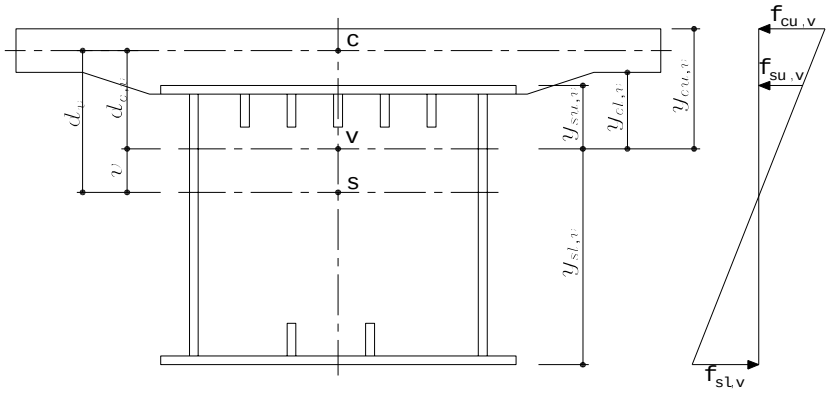
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -0.525×-808.6/52,526,193,329.0 = **0.008** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 3.886E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 787.417 / 38,400.0 + 159.161 / (2 × 3,885,732.0 × 12.0) = **22.212** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 109,080.0 + 282,857.1 = 391,937.1 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 813.4 - 10.0 + 50.0 + 440.0/2 = 1,073.4 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 282,857.1 × 1,073.4 / 391,937.1 = 774.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.4 - 774.6 = 298.7 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 52,526,193,329.0+109,080.0×774.6² +4,563,428,571.4+282,857.1×298.7² = 1.478E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 813.4 - 774.6 = 38.7 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -808.6 - 774.6 = -1,583.3 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 298.7 + 440.0 / 2 = 518.7 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 518.7 - 440.0 = 78.7 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = -0.850×38.7/147,786,201,327.1 = **0.000** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = -0.850×-1,583.3/147,786,201,327.1 = **0.009** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = -0.850×518.7/(147,786,201,327.1×7.0) = **0.000** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = -0.850×78.7/(147,786,201,327.1×7.0) = **0.000** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 3.962E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 307.959 / 38,400.0 + 41.654 / (2 × 3,961,537.7 × 12.0) = **8.458** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3.466×38.7/147,786,201,327.1 = **0.001** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3.466×-1,583.3/147,786,201,327.1 = **-0.037** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3.466×518.7/(147,786,201,327.1×7.0) = **0.002** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3.466×78.7/(147,786,201,327.1×7.0) = **0.000** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 686.006 / 38,400.0 + 593.057 / (2 × 3,961,537.7 × 12.0) = **24.102** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 27.990×38.7/147,786,201,327.1 = **0.007** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 27.990×-1,583.3/147,786,201,327.1 = **-0.300** MPa

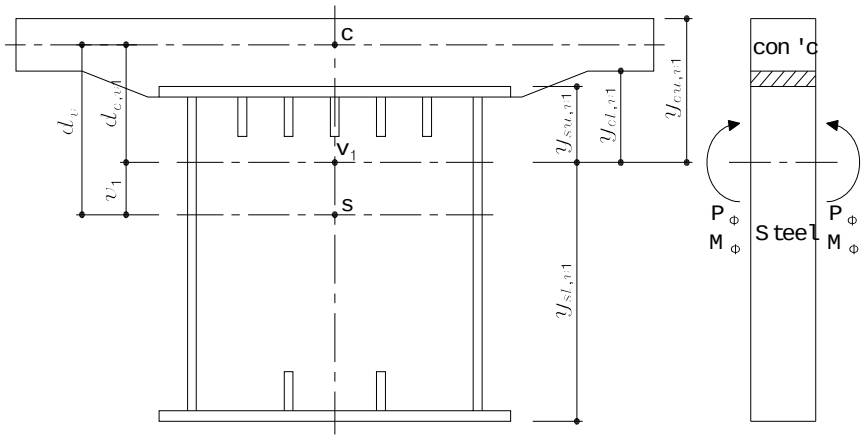
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 27.990×518.7/(147,786,201,327.1×7.0) = **0.014** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 27.990×78.7/(147,786,201,327.1×7.0) = **0.002** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 29.985 / 38,400.0 + 78.097 / (2 × 3,961,537.7 × 12.0) = **1.602** 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

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 109,080.0 + 1,980,000.0 / 14.0 = 2.505E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,980,000.0/14.0)×1,073.4 / 250,508.6 = 606.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.4 - 606.0 = 467.4 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (52,526,193,329.0 + 109,080.0×606.0²) + (31,944,000,000.0/14.0 + 1,980,000.0/14.0 × 467.4²) = 1.258E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 813.4 - 606.0 = 207.4 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -808.6 - 606.0 = -1,414.6 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 467.4 + 440.0 / 2 = 687.4 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 687.4 - 440.0 = 247.4 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= -0.8 × 298.7 × 1,980,000.0 / (7.0 × 147,786,201,327.1) = -4.860E+02 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -486.0 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -4.860E+02 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -486.0 × 467.4 = -2.271E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = -0.850×518.7/(147,786,201,327.1×7.0) = 0.000 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = -0.850×78.7/(147,786,201,327.1×7.0) = 0.000 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (-486.0/250,508.6 + 1.000 \times -227,139.6 \times 687.4/125,758,290,678.8)$

$- 13,902.0 \times 0.000 \times 2.0/27,804.0 = 0.000$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (-486.0/250,508.6 + 1.000 \times -227,139.6 \times 247.4/125,758,290,678.8)$

$- 13,902.0 \times 0.000 \times 2.0/27,804.0 = 0.000$ MPa

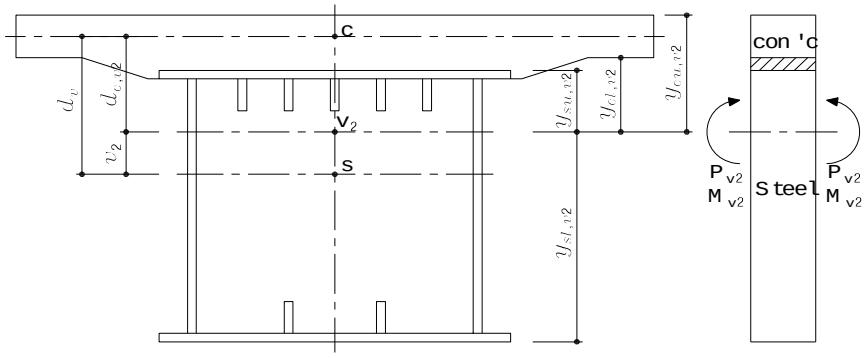
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= -486.0/250,508.6 + 1.000 \times -227,139.6 \times 207.4/125,758,290,678.8 = -0.002$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= -486.0/250,508.6 + 1.000 \times -227,139.6 \times -1,414.6/125,758,290,678.8 = 0.001$ 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 109,080.0 + 1,980,000.0 / 21.0 = 2.034E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,980,000.0/21.0)\times1,073.4 / 203,365.7 = 497.6$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.4 - 497.6 = 575.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (52,526,193,329.0 + 109,080.0\times497.6^2) + (31,944,000,000.0/21.0 + 1,980,000.0/21.0 \times 575.7^2) = 1.123E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 813.4 - 497.6 = 315.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -808.6 - 497.6 = -1,306.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 575.7 + 440.0 / 2 = 795.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 795.7 - 440.0 = 355.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 5,218,714.3 \times 795.7 = 3.005E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(5,218,714.3/203,365.7 + 1.000\times3,004,543,105.4\times795.7/112,312,415,155.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-0.400}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(5,218,714.3/203,365.7 + 1.000\times3,004,543,105.4\times795.7/112,312,415,155.2) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-0.961}$ MPa

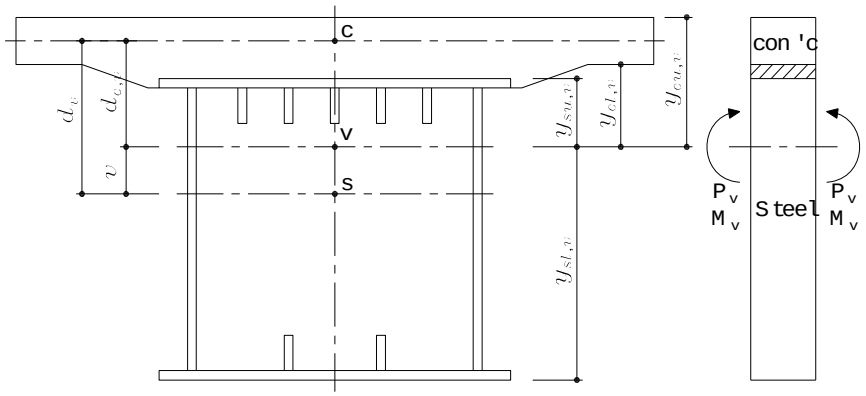
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 5,218,714.3/203,365.7 + 1.000\times3,004,543,105.4\times315.7/112,312,415,155.2 = \mathbf{34.108}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 5,218,714.3/203,365.7 + 1.000\times3,004,543,105.4\times-1,306.3/112,312,415,155.2 = \mathbf{-9.283}$ 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 × 298.7 = 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)×(6,958,285.7/391,937.1 + 1.000×2,078,636,216.2×518.7/147,786,201,327.1)
- 27,804.0×0.000120 = **0.242** 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)×(6,958,285.7/391,937.1 + 1.000×2,078,636,216.2×78.7/147,786,201,327.1)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.642** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 6,958,285.7/391,937.1+1.000×2,078,636,216.2×38.7/147,786,201,327.1 = **18.298** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 6,958,285.7/391,937.1+1.000×2,078,636,216.2×-1,583.3/147,786,201,327.1 = **-4.515** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,781.382/38,400.0 + 159.161/93,257,568.0 + 634.711/95,076,905.1 = 54.773$ MPa

※ υ = 54.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,125.361/38,400.0 + 159.161/93,257,568.0 + 119.751/95,076,905.1 = 32.272$ MPa

※ υ = 32.3 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,796.374/38,400.0 + 159.161/93,257,568.0 + 673.759/95,076,905.1 = 55.574$ MPa

※ υ = 55.6 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 135.1 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 137.5 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	-	-	-	-	-0.008	0.008	135.100	215.000
1+2+3	0.001	0.000	10.800	10.800	-0.007	-0.020	215.000	215.000
1+2+3+5	0.002	0.000	10.800	10.800	-0.010	-0.019	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.399	-0.960	1.890	1.890	34.098	-9.303	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.157	-1.603	2.174	2.174	52.396	-13.818	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	-0.641	-0.318	2.174	2.174	15.800	-4.787	279.500	247.250
1+2+4	0.014	0.002	12.960	12.960	-0.001	-0.283	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	0.008	0.001	13.500	13.500	-0.004	-0.170	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	0.009	0.001	13.500	13.500	-0.006	-0.169	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.392	-0.959	2.363	2.363	34.102	-9.453	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.150	-1.601	2.552	2.552	52.400	-13.968	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-0.634	-0.317	2.552	2.552	15.804	-4.937	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	0.019	0.002	0.192	0.192	0.211	0.194	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.035	0.003	0.192	0.192	0.227	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	0.127	0.127	0.127	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.000	0.000	0.127	0.127	0.127	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.016	0.001	0.127	0.127	0.143	0.128	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.033	0.002	0.127	0.127	0.159	0.129	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.003	0.000	0.127	0.127	0.129	0.127	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{52.396}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{54.773}{125.000}\right)^2 = 0.035 + 0.192 = 0.227 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-13.818}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{54.773}{125.000}\right)^2 = 0.003 + 0.192 = 0.195 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 0.008) = 163.14 ≥ 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.

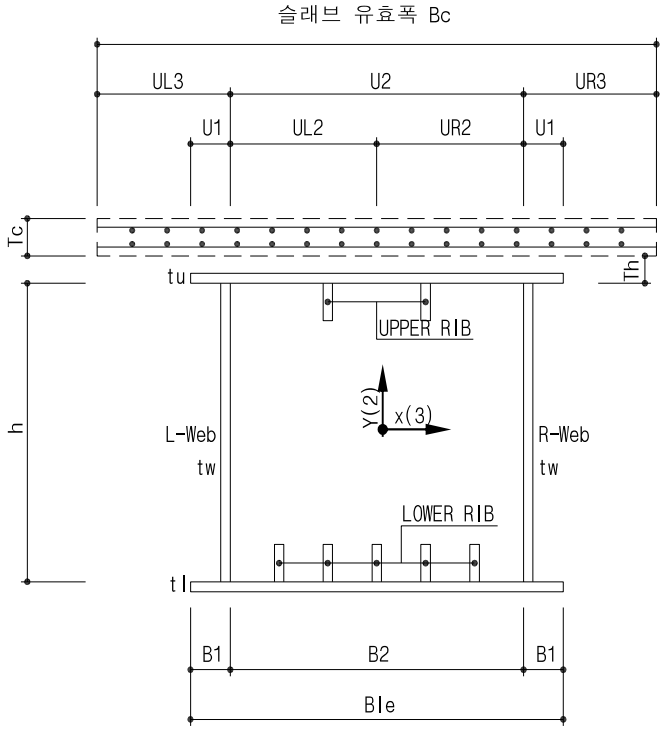
▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	-0.011	0.011	355.000	O.K !!
1+2+3	0.003	0.000	16.200	O.K !!	-0.009	-0.057	355.000	O.K !!
1+2+3+7	0.245	0.643	16.200	O.K !!	-18.307	-4.573	355.000	O.K !!
1+2+3+5	0.003	0.000	16.200	O.K !!	-0.011	-0.057	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-0.397	-0.960	16.200	O.K !!	34.097	-9.340	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-0.155	-1.602	16.200	O.K !!	52.395	-13.856	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-0.639	-0.318	16.200	O.K !!	15.798	-4.825	355.000	O.K !!
1+2+4	0.013	0.002	16.200	O.K !!	-0.004	-0.278	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.010	0.002	16.200	O.K !!	-0.005	-0.207	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	0.252	-0.641	16.200	O.K !!	18.293	-4.723	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.010	0.001	16.200	O.K !!	-0.008	-0.207	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.390	-0.959	16.200	O.K !!	34.100	-9.490	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.148	-1.601	16.200	O.K !!	52.399	-14.006	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-0.632	-0.317	16.200	O.K !!	15.802	-4.975	355.000	O.K !!

4.7.3 부모멘트

[G1 : 단면 - 4] : 절점 12 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	1,836.0	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	-1,659.417
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-990.241
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-17.949
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-2,638.574
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-635.603
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-280.988
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-15.857
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-575.241
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-20.865
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	170.385
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	68.918
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	443.218
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

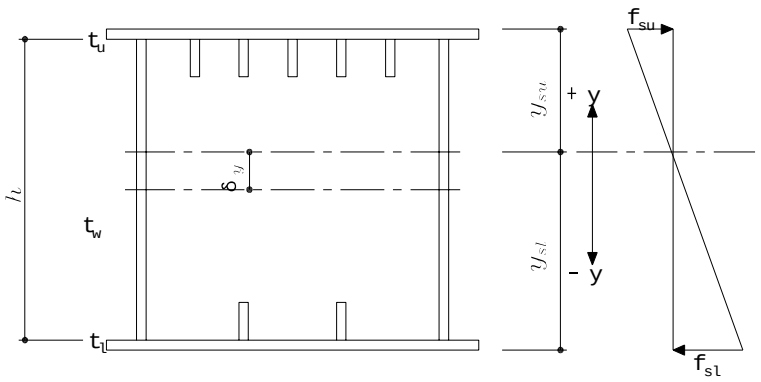
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	923.0	2.437E+07	2.249E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	843.0	8.852E+06	7.462E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-	-	-	6.189E+09
R - WEB	1 - 1,836.0 × 12.0	22,032.0	-	-	-	6.189E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-843.0	-8.852E+06	7.462E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-924.0	-2.927E+07	2.705E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		123,144.0	-	-4.905E+06	6.446E+10	1.242E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,148.0	14,800,590.0	16,991,077,320.0	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	1,008.0	12,995,640.0	13,099,605,120.0	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.780E+07	3.009E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,088.0	1.175E+09	1.278E+12	5.184E+09

※ A_s = 123,144.0 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

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,905,120.0 / 123,144.0 = -39.832 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,836.0 / 2 + 10.0 - -39.832 = 967.832 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,836.0 / 2 + 12.0 + -39.832 } = -890.168 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 12,417,905,272.0 + 64,462,178,280.0 - 123,144.0 × -39.832² = 7.668E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -1,659.417×967.8/76,684,700,892.6 = **-20.943** MPa

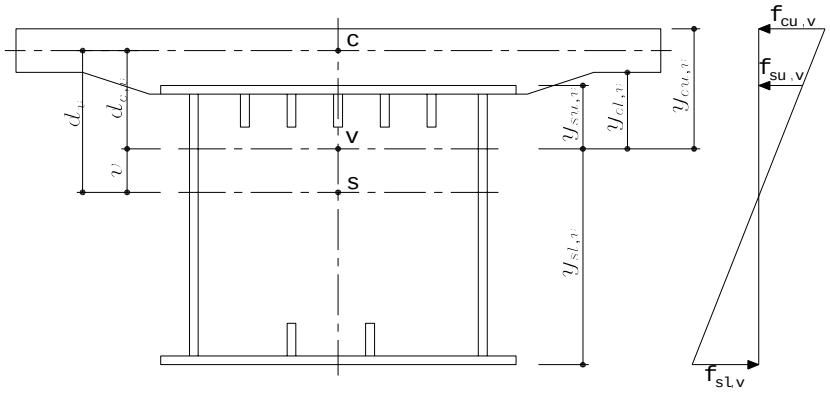
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -1,659.417×-890.2/76,684,700,892.6 = **19.263** MPa

▪ 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) = 4.455E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 635.603 / 44,064.0 + 20.865 / (2 × 4,454,964.0 × 12.0) = 14.620 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 123,144.0 + 25,785.0 = 148,929.0 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 967.8 - 10.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,117.8 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,117.8 / 148,929.0 = 193.5 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,117.8 - 193.5 = 924.3 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 76,684,700,892.6+123,144.0×193.5² +0.0+25,785.0×924.3² = 1.033E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 967.8 - 193.5 = 774.3 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -890.2 - 193.5 = -1,083.7 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 924.3 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 994.3 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 924.3 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 854.3 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -990.241 × 774.3 / 103,325,944,802.5 = **-7.421** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -990.241 × -1,083.7 / 103,325,944,802.5 = **10.386** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -990.241 × 994.3 / 103,325,944,802.5 = **-9.529** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -990.241 × 854.3 / 103,325,944,802.5 = **-8.187** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + (Tu + Tc/n)/2 +Tl/2) = 4.496E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 280.988 / 44,064.0 + 170.385 / (2 × 4,496,312.6 × 12.0) = 7.956 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,638.574 × 774.3 / 103,325,944,802.5 = **-19.773** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,638.574 × -1,083.7 / 103,325,944,802.5 = **27.674** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,638.574 × 994.3 / 103,325,944,802.5 = **-25.391** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,638.574 × 854.3 / 103,325,944,802.5 = **-21.816** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 575.241 / 44,064.0 + 443.218 / (2 × 4,496,312.6 × 12.0) = 17.162 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -17.949 × 774.3 / 103,325,944,802.5 = **-0.135** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -17.949 × -1,083.7 / 103,325,944,802.5 = **0.188** MPa

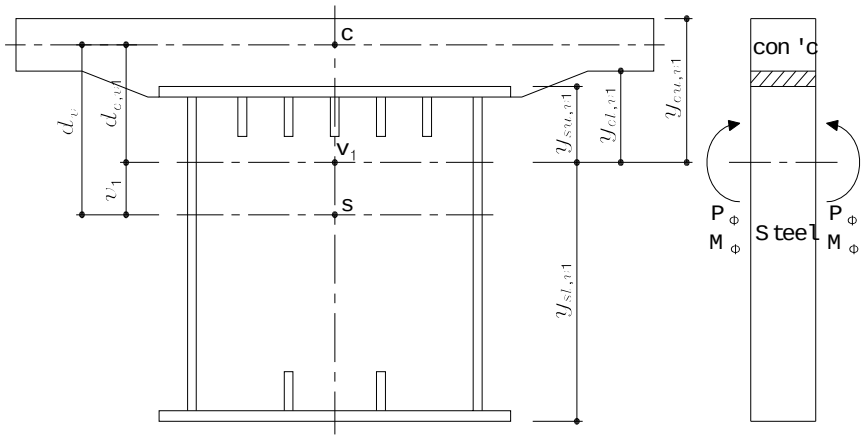
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -17.949 × 994.3 / 103,325,944,802.5 = **-0.025** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -17.949 × 854.3 /103,325,944,802.5 = **-0.021** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 15.857 / 44,064.0 + 68.918 / (2 × 4,496,312.6 × 12.0) = 0.999 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

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 123,144.0 + 154,285.7 = 277,429.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 967.8 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,127.8 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,127.8 / 277,429.7 = 627.2 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,127.8 - 627.2 = 500.6 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 = -0.231 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 123,144.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 2.003E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,127.8 / 200,286.9 = 434.4 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,127.8 - 434.4 = 693.4 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (76,684,700,892.6 + 123,144.0×627.2²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 500.6²) = 1.448E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -990.2 × 500.6 × 1,080,000.0 / (7.0 × 144,833,138,594.3) = -5.281E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -528,084.7 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -5.281E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -528,084.7 × 693.4 = -3.662E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -528,084.7/148,929.0 + -0.231 \times -366,192,104.6 \times 994.3/103,325,944,802.5 =$ **-2.731** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -528,084.7/148,929.0 + -0.231 \times -366,192,104.6 \times 854.3/103,325,944,802.5 =$ **-2.845** MPa

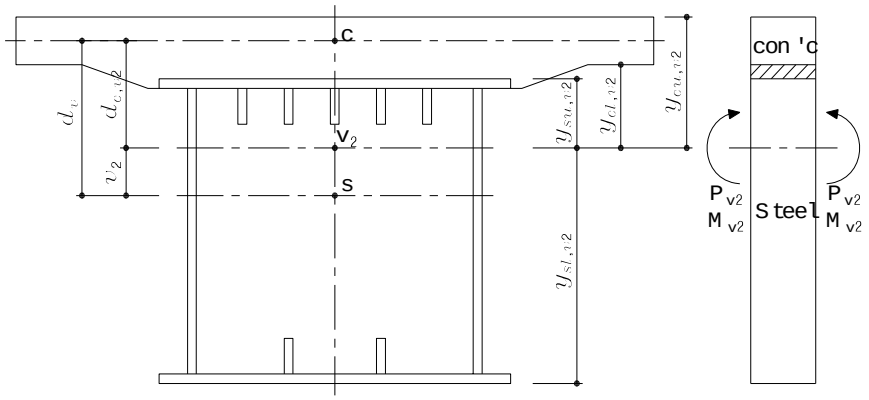
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -528,084.7/148,929.0 + -0.231 \times -366,192,104.6 \times 774.3/103,325,944,802.5 =$ **-2.911** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -528,084.7/148,929.0 + -0.231 \times -366,192,104.6 \times -1,083.7/103,325,944,802.5 =$ **-4.434** 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 123,144.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.746E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,127.8 / 174,572.6 = 332.3$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,127.8 - 332.3 = 795.6$ 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

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 795.6 = 2.265E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,929.0 + -0.231\times2,264,664,626.9\times994.3/103,325,944,802.5$

$= \mathbf{14.072}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,929.0 + -0.231\times2,264,664,626.9\times854.3/103,325,944,802.5$

$= \mathbf{14.782}$ MPa

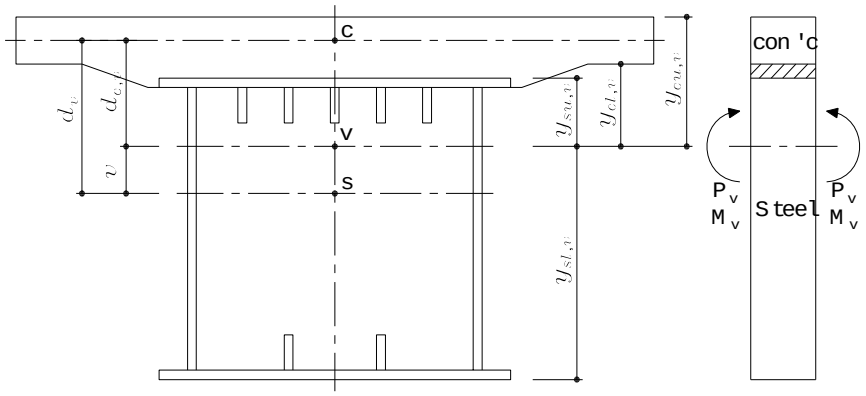
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,929.0 + -0.231\times2,264,664,626.9\times774.3/103,325,944,802.5 = \mathbf{15.187}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,929.0 + -0.231\times2,264,664,626.9\times-1,083.7/103,325,944,802.5 = \mathbf{24.609}$ 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 × 500.6 = 1.900E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/148,929.0 + -0.231×1,900,052,791.7×994.3/103,325,944,802.5 - 205,000.0×0.000120 = **-3.345** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/148,929.0 + -0.231×1,900,052,791.7×854.3/103,325,944,802.5 - 205,000.0×0.000120 = **-2.750** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/148,929.0+-0.231×1,900,052,791.7×774.3/103,325,944,802.5 = **22.191** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/148,929.0+-0.231×1,900,052,791.7×-1,083.7/103,325,944,802.5 = **30.095** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,491.832/44,064.0 + 20.865/106,919,136.0 + 613.603/107,911,501.7 = 39.737$ MPa

※ υ = 39.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 932.448/44,064.0 + 20.865/106,919,136.0 + 239.303/107,911,501.7 = 23.574$ MPa

※ υ = 23.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,499.760/44,064.0 + 20.865/106,919,136.0 + 648.062/107,911,501.7 = 40.237$ MPa

※ υ = 40.2 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(12.0\times1.0\times6)^{23.000000}\} = 166.4$ 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	-	-	-	-	-20.943	19.263	215.000	166.433
1+2+3	-34.920	-30.003	160.000	160.000	-48.137	57.323	215.000	166.433
1+2+3+5	-37.650	-32.848	160.000	160.000	-51.048	52.888	215.000	166.433
1+2+3+5+6	-23.579	-18.067	160.000	160.000	-35.860	77.497	215.000	166.433
1+2+3+5+6+7	-26.924	-20.816	184.000	184.000	-13.670	107.592	247.250	191.398
1+2+3+5+6-7	-20.233	-15.317	184.000	184.000	-58.051	47.402	247.250	191.398
1+2+4	-9.554	-8.208	192.000	192.000	-28.498	29.837	258.000	199.720
1+2+3+0.5×4	-34.932	-30.014	200.000	200.000	-48.204	57.417	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5	-37.663	-32.859	200.000	200.000	-51.115	52.982	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6	-23.591	-18.077	200.000	200.000	-35.928	77.591	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-26.936	-20.827	216.000	216.000	-13.737	107.687	290.250	224.685
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-20.246	-15.328	216.000	216.000	-58.118	47.496	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	0.009	0.013	0.101	0.101	0.111	0.114	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.050	0.119	0.101	0.101	0.151	0.220	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.056	0.101	0.101	0.101	0.157	0.202	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.028	0.217	0.101	0.101	0.129	0.318	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.003	0.316	0.101	0.101	0.104	0.417	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.055	0.061	0.101	0.101	0.156	0.162	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.012	0.022	0.025	0.025	0.037	0.047	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.032	0.076	0.066	0.066	0.098	0.142	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.036	0.065	0.066	0.066	0.102	0.131	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.018	0.139	0.066	0.066	0.084	0.205	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.002	0.230	0.066	0.066	0.069	0.296	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.040	0.045	0.066	0.066	0.106	0.111	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-51.048}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{39.737}{125.000}\right) = 0.056 + 0.101 = 0.157 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{107.592}{191.398}\right)^2 + \left(\frac{39.737}{125.000}\right) = 0.316 + 0.101 = 0.417 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 1,836.0 /(206 ×1.200) = 7.4 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 19.263) = 3.34 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

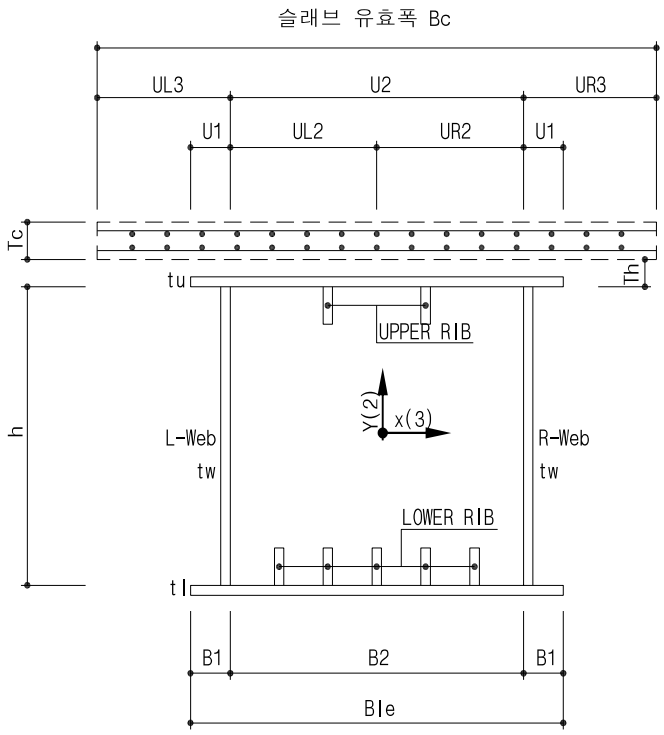
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-27.226	25.042	355.000	O.K !!
1+2+3	-66.978	-57.547	240.000	O.K !!	-79.385	98.042	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-70.323	-60.297	240.000	O.K !!	-101.575	128.138	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-69.708	-60.392	240.000	O.K !!	-82.296	93.608	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-55.637	-45.611	240.000	O.K !!	-67.108	118.217	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-58.982	-48.361	240.000	O.K !!	-44.918	148.312	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-52.291	-42.861	240.000	O.K !!	-89.299	88.121	355.000	O.K !!
1+2+4	-12.412	-10.665	240.000	O.K !!	-37.008	38.731	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-66.990	-57.558	240.000	O.K !!	-79.452	98.136	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-70.335	-60.307	240.000	O.K !!	-57.261	128.232	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-69.721	-60.403	240.000	O.K !!	-82.363	93.702	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-55.649	-45.621	240.000	O.K !!	-67.176	118.311	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-58.994	-48.371	240.000	O.K !!	-44.985	148.406	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-52.304	-42.872	240.000	O.K !!	-89.366	88.215	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 5] : 절점 11 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,283.5	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,496.4	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,496.4	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,996.0	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	-5,427.753
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,571.568
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-70.707
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,962.180
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-870.152
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-361.695
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-31.608
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-688.330
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	24.084
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	129.899
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	144.718
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	499.595
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

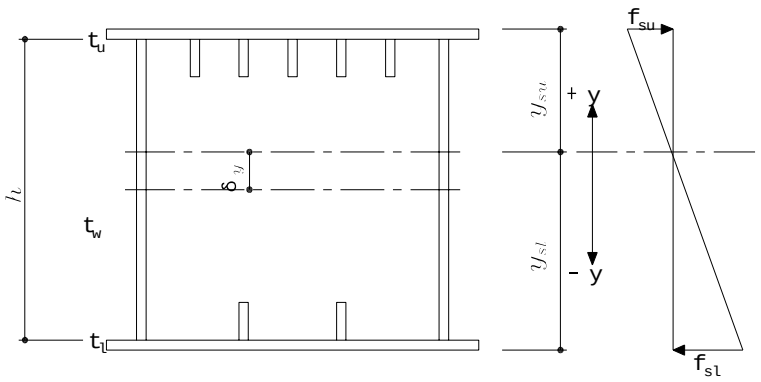
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,496.4 × 12.0	29,957.2	1,004.0	3.008E+07	3.020E+10	3.595E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	923.0	3.877E+06	3.578E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-923.0	-9.692E+06	8.945E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,496.4 × 16.0	39,942.9	-1,006.0	-4.018E+07	4.042E+10	8.521E+05
강재 단면 합계		132,504.0	-	-1.592E+07	8.314E+10	1.593E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,272.3	1,228.0	15,070,436.1	18,506,495,529.3	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,272.3	1,088.0	13,352,308.2	14,527,311,326.8	-
RE-Bar 합계		24,544.7		2.842E+07	3.303E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,283.5 × 240.0	1,028,049.6	1,168.0	1.201E+09	1.402E+12	4.935E+09

※ A_s = 132,504.0 mm^2 A_{c1} = 1,028,049.6 mm^2 A_r = 24,544.7 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -15,920,448.6 / 132,504.0 = -120.151 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,996.0 / 2 + 12.0 - -120.151 = 1,130.151 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,996.0 / 2 + 16.0 + -120.151 } = -893.849 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 15,932,965,972.7 + 83,144,285,398.2 - 132,504.0 × -120.151² = 9.716E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -5,427.753×1,130.2/97,164,398,865.5 = **-63.132** MPa

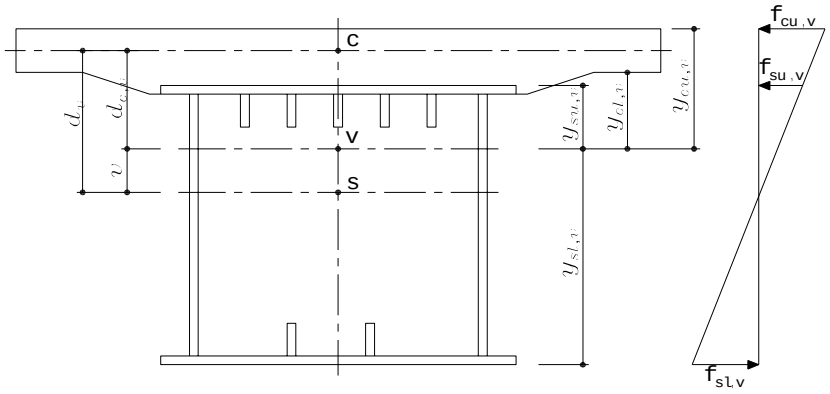
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -5,427.753×-893.8/97,164,398,865.5 = **49.932** MPa

▪ 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) = 4.704E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 870.152 / 47,904.0 + 24.084 / (2 × 4,703,832.2 × 12.0) = 18.378 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 132,504.0 + 24,544.7 = 157,048.7 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,130.2 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,272.3/24,544.7 = 1,278.2 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,544.7 × 1,278.2 / 157,048.7 = 199.8 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,278.2 - 199.8 = 1,078.4 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 97,164,398,865.5+132,504.0×199.8² +0.0+24,544.7×1,078.4² = 1.310E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,130.2 - 199.8 = 930.4 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -893.8 - 199.8 = -1,093.6 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,078.4 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,272.3 / 24,544.7 = 1,148.4 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,078.4 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,272.3 / 24,544.7 = 1,008.4 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,571.568 × 930.4 / 130,995,509,639.8 = **-18.264** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,571.568 × -1,093.6 / 130,995,509,639.8 = **21.469** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,571.568 × 1,148.4 / 130,995,509,639.8 = **-22.544** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,571.568 × 1,008.4 / 130,995,509,639.8 = **-19.796** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.744E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 361.695 / 47,904.0 + 129.899 / (2 × 4,743,950.1 × 12.0) = 8.691 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,962.180 × 930.4 / 130,995,509,639.8 = **-28.141** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,962.180 × -1,093.6 / 130,995,509,639.8 = **33.078** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,962.180 × 1,148.4 / 130,995,509,639.8 = **-34.735** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,962.180 × 1,008.4 / 130,995,509,639.8 = **-30.501** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 688.330 / 47,904.0 + 499.595 / (2 × 4,743,950.1 × 12.0) = 18.757 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -70.707 × 930.4 / 130,995,509,639.8 = **-0.502** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -70.707 × -1,093.6 / 130,995,509,639.8 = **0.590** MPa

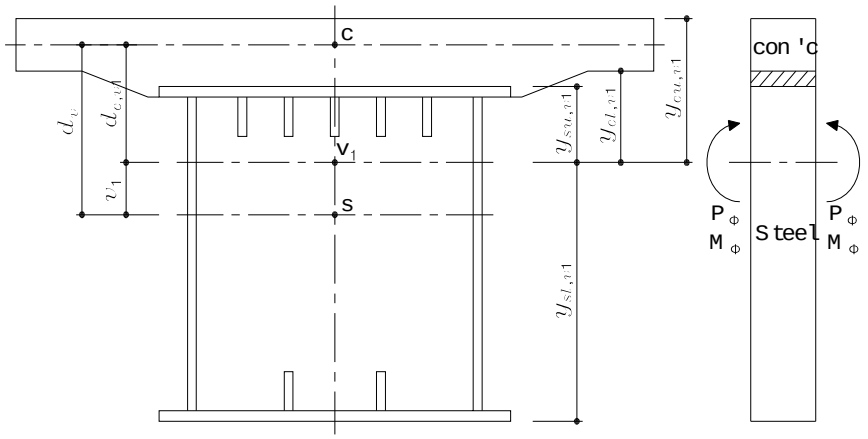
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -70.707 × 1,148.4 / 130,995,509,639.8 = **-0.089** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -70.707 × 1,008.4 /130,995,509,639.8 = **-0.078** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 31.608 / 47,904.0 + 144.718 / (2 × 4,743,950.1 × 12.0) = 1.931 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,028,049.6 / 7.0 = 146,864.2 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,934,638,080.0 / 7.0 = 7.049E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 132,504.0 + 146,864.2 = 279,368.3 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,130.2 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,288.2 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 146,864.2 × 1,288.2 / 279,368.3 = 677.2 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,288.2 - 677.2 = 611.0 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 = -0.293 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 132,504.0 + 1,028,049.6 / 14.0 = 2.059E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,028,049.6/14.0)×1,288.2 / 205,936.2 = 459.3 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,288.2 - 459.3 = 828.8 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (97,164,398,865.5 + 132,504.0×677.2²) + (4,934,638,080.0/7.0 + 1,028,049.6/7.0 × 611.0²) = 1.857E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -2,571.6 × 611.0 × 1,028,049.6 / (7.0 × 185,690,942,153.9) = -1.243E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,242,630.6 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.243E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,242,630.6 × 828.8 = -1.030E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,242,630.6/157,048.7 + -0.293 \times -1,029,924,078.6 \times 1,148.4/130,995,509,639.8 =$ **-5.268** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,242,630.6/157,048.7 + -0.293 \times -1,029,924,078.6 \times 1,008.4/130,995,509,639.8 =$ **-5.590** MPa

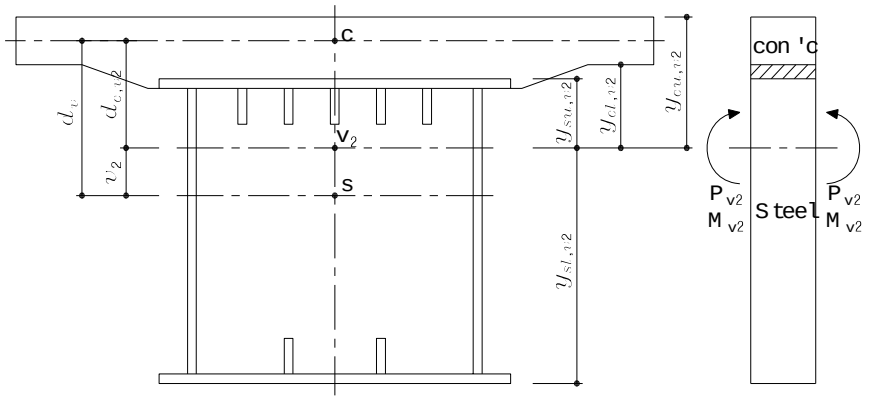
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,242,630.6/157,048.7 + -0.293 \times -1,029,924,078.6 \times 930.4/130,995,509,639.8 =$ **-5.770** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,242,630.6/157,048.7 + -0.293 \times -1,029,924,078.6 \times -1,093.6/130,995,509,639.8 =$ **-10.431** 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 132,504.0 + 1,028,049.6 / 21.0 = 1.815E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,028,049.6/21.0)\times1,288.2 / 181,458.8 = 347.5$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,288.2 - 347.5 = 940.6$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,028,049.6 / 21.0 = 2.710E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,709,645.0 \times 940.6 = 2.549E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,709,645.0/157,048.7 + -0.293\times2,548,767,306.6\times1,148.4/130,995,509,639.8$

$= \mathbf{10.709}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,709,645.0/157,048.7 + -0.293\times2,548,767,306.6\times1,008.4/130,995,509,639.8$

$= \mathbf{11.507}$ MPa

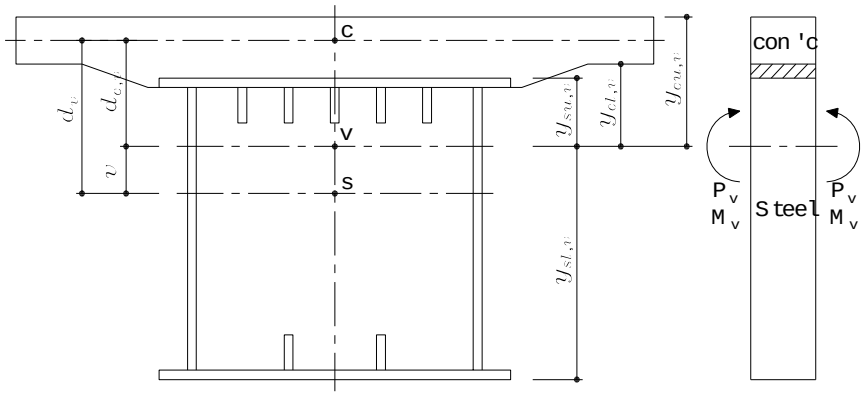
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,709,645.0/157,048.7 + -0.293\times2,548,767,306.6\times930.4/130,995,509,639.8 = \mathbf{11.951}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,709,645.0/157,048.7 + -0.293\times2,548,767,306.6\times-1,093.6/130,995,509,639.8 = \mathbf{23.486}$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,028,049.6 / 7.0 = 3.613E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,612,860.0 × 611.0 = 2.207E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,612,860.0/157,048.7 + -0.293×2,207,343,091.6×1,148.4/130,995,509,639.8 - 205,000.0×0.000120 = **-7.263** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,612,860.0/157,048.7 + -0.293×2,207,343,091.6×1,008.4/130,995,509,639.8 - 205,000.0×0.000120 = **-6.572** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,612,860.0/157,048.7+-0.293×2,207,343,091.6×930.4/130,995,509,639.8 = **18.413** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,612,860.0/157,048.7+-0.293×2,207,343,091.6×-1,093.6/130,995,509,639.8 = **28.402** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,920.176/47,904.0 + 24.084/112,891,971.6 + 629.494/113,854,802.9 = 45.826$ MPa

※ υ = 45.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,263.454/47,904.0 + 24.084/112,891,971.6 + 274.617/113,854,802.9 = 29.000$ MPa

※ υ = 29.0 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,935.980/47,904.0 + 24.084/112,891,971.6 + 701.853/113,854,802.9 = 46.792$ MPa

※ υ = 46.8 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	-	-	-	-	-63.132	49.932	215.000	205.600
1+2+3	-57.279	-50.296	160.000	160.000	-109.538	104.478	215.000	205.600
1+2+3+5	-62.547	-55.886	160.000	160.000	-115.308	94.048	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-51.838	-44.380	160.000	160.000	-103.356	117.533	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-59.101	-50.952	184.000	184.000	-84.943	145.936	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-44.575	-37.807	184.000	184.000	-121.769	89.131	247.250	236.440
1+2+4	-22.633	-19.873	192.000	192.000	-81.899	71.991	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-57.323	-50.335	200.000	200.000	-109.789	104.774	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-62.591	-55.925	200.000	200.000	-115.559	94.343	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-51.882	-44.419	200.000	200.000	-103.607	117.829	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-59.145	-50.991	216.000	216.000	-85.195	146.231	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-44.619	-37.846	216.000	216.000	-122.020	89.426	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	0.086	0.059	0.134	0.134	0.221	0.193	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.260	0.258	0.134	0.134	0.394	0.393	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.288	0.209	0.134	0.134	0.422	0.344	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.231	0.327	0.134	0.134	0.366	0.461	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.118	0.381	0.134	0.134	0.252	0.515	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.243	0.142	0.134	0.134	0.377	0.277	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.101	0.085	0.037	0.037	0.138	0.123	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.167	0.166	0.090	0.090	0.257	0.256	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.185	0.135	0.090	0.090	0.275	0.224	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.149	0.210	0.090	0.090	0.238	0.300	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.086	0.278	0.090	0.090	0.176	0.367	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.177	0.104	0.090	0.090	0.266	0.193	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-115.308}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{45.826}{125.000}\right) = 0.288 + 0.134 = 0.422 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{145.936}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{45.826}{125.000}\right) = 0.381 + 0.134 = 0.515 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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) = 1,996.0 /(206 ×1.200) = 8.1 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 49.932) = 2.08 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

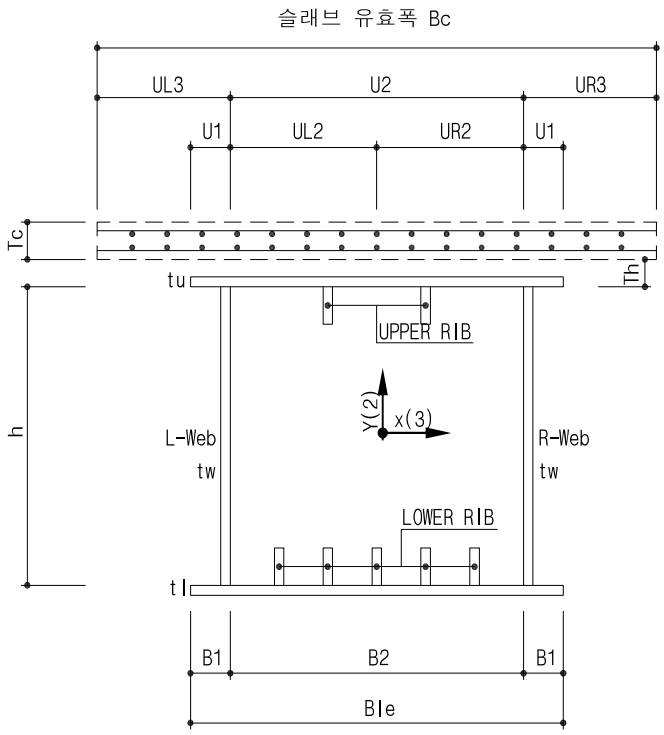
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-82.072	64.911	355.000	O.K !!
1+2+3	-103.988	-91.311	240.000	O.K !!	-166.319	163.938	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-111.251	-97.883	240.000	O.K !!	-184.732	192.340	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-109.255	-96.901	240.000	O.K !!	-172.089	153.507	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-98.546	-85.394	240.000	O.K !!	-160.138	176.993	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-105.810	-91.966	240.000	O.K !!	-141.725	205.395	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-91.283	-78.822	240.000	O.K !!	-178.550	148.591	355.000	O.K !!
1+2+4	-29.396	-25.812	240.000	O.K !!	-106.318	93.411	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-104.032	-91.349	240.000	O.K !!	-166.570	164.233	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-111.295	-97.922	240.000	O.K !!	-148.157	192.636	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-109.300	-96.940	240.000	O.K !!	-172.340	153.803	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-98.591	-85.433	240.000	O.K !!	-160.389	177.288	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-105.854	-92.005	240.000	O.K !!	-141.976	205.691	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-91.328	-78.861	240.000	O.K !!	-178.802	148.886	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 6] : 절점 47 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	= 4,141.1	mm
U1	= 120.0	mm
UL2	= 1,200.0	mm
UR2	= 1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	= 2,317.0	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	= 2,317.0	mm
B1	= 120.0	mm
B2	= 2,400.0	mm
Tc	= 240.0	mm
Th	= 50.0	mm
h	= 2,200.0	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	-10,441.921
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-5,317.604
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-364.906
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-6,587.577
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1,270.619
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	654.047
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	76.459
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	889.195
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	30.351
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	212.040
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	123.280
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	489.252
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

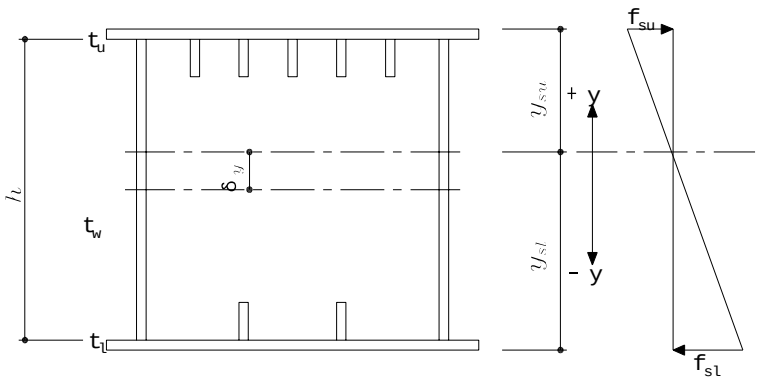
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,317.0 × 12.0	27,803.8	1,106.0	3.075E+07	3.401E+10	3.336E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,025.0	4.305E+06	4.413E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,317.0 × 16.0	37,071.7	-1,108.0	-4.108E+07	4.551E+10	7.909E+05
강재 단면 합계		132,375.4	-	-1.678E+07	9.497E+10	2.132E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		11,864.3	1,330.0	15,779,530.7	20,986,775,836.3	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		11,864.3	1,190.0	14,118,527.5	16,801,047,691.7	-
RE-Bar 합계		23,728.6		2.990E+07	3.779E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,141.1 × 240.0	993,868.8	1,270.0	1.262E+09	1.603E+12	4.771E+09

※ A_s = 132,375.4 mm^2 A_{c1} = 993,868.8 mm^2 A_r = 23,728.6 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -16,781,962.9 / 132,375.4 = -126.776 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,200.0 / 2 + 12.0 - -126.776 = 1,238.776 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 2,200.0 / 2 + 16.0 + -126.776 } = -989.224 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 21,324,687,007.6 + 94,966,314,622.9 - 132,375.4 × -126.776² = 1.142E+11 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -10,441.921×1,238.8/114,163,459,859.1 = **-113.304** MPa

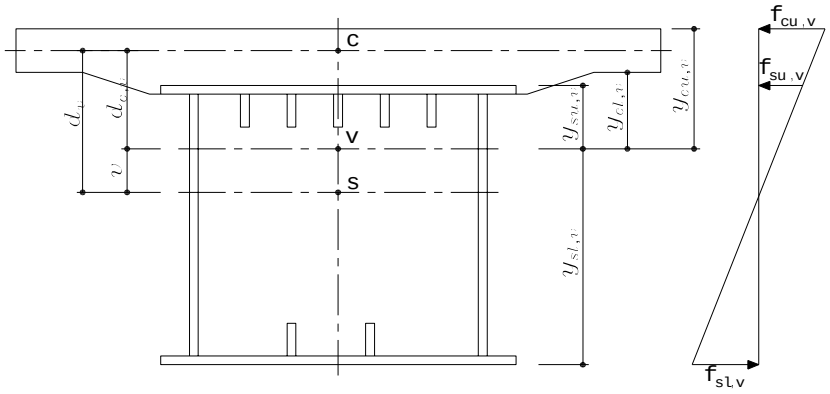
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -10,441.921×-989.2/114,163,459,859.1 = **90.479** MPa

▪ 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) = 4.983E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,270.619 / 52,800.0 + 30.351 / (2 × 4,982,584.9 × 12.0) = 24.319 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 132,375.4 + 23,728.6 = 156,104.1 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,238.8 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 11,864.3/23,728.6 = 1,386.8 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 23,728.6 × 1,386.8 / 156,104.1 = 210.8 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,386.8 - 210.8 = 1,176.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 114,163,459,859.1+132,375.4×210.8² +0.0+23,728.6×1,176.0² = 1.529E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,238.8 - 210.8 = 1,028.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -989.2 - 210.8 = -1,200.0 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,176.0 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,864.3 / 23,728.6 = 1,246.0 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,176.0 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,864.3 / 23,728.6 = 1,106.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,317.604 × 1,028.0 / 152,860,521,080.9 = **-35.761** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,317.604 × -1,200.0 / 152,860,521,080.9 = **41.746** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,317.604 × 1,246.0 / 152,860,521,080.9 = **-43.344** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,317.604 × 1,106.0 / 152,860,521,080.9 = **-38.474** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.021E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 654.047 / 52,800.0 + 212.040 / (2 × 5,021,164.7 × 12.0) = 14.147 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -6,587.577 × 1,028.0 / 152,860,521,080.9 = **-44.301** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -6,587.577 × -1,200.0 / 152,860,521,080.9 = **51.715** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -6,587.577 × 1,246.0 / 152,860,521,080.9 = **-53.696** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -6,587.577 × 1,106.0 / 152,860,521,080.9 = **-47.663** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v / A_w + M_{vt} / (2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 889.195 / 52,800.0 + 489.252 / (2 × 5,021,164.7 × 12.0) = 20.901 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -364.906 × 1,028.0 / 152,860,521,080.9 = **-2.454** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -364.906 × -1,200.0 / 152,860,521,080.9 = **2.865** MPa

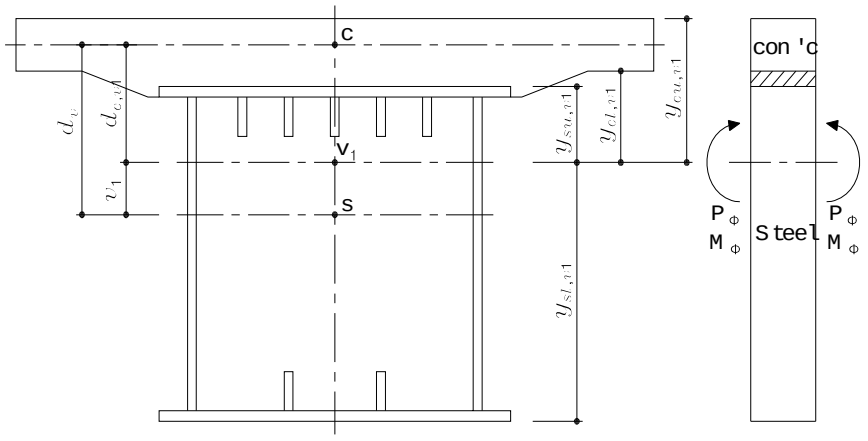
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -364.906 × 1,246.0 / 152,860,521,080.9 = **-0.425** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -364.906 × 1,106.0 /152,860,521,080.9 = **-0.377** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w / A_w + M_{wt} / (2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 76.459 / 52,800.0 + 123.280 / (2 × 5,021,164.7 × 12.0) = 2.471 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 993,868.8 / 7.0 = 141,981.3 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,770,570,240.0 / 7.0 = 6.815E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 132,375.4 + 141,981.3 = 274,356.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,238.8 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,396.8 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 141,981.3 × 1,396.8 / 274,356.7 = 722.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,396.8 - 722.8 = 673.9 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 = -0.355 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 132,375.4 + 993,868.8 / 14.0 = 2.034E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (993,868.8/14.0)×1,396.8 / 203,366.1 = 487.6 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,396.8 - 487.6 = 909.2 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (114,163,459,859.1 + 132,375.4×722.8²) + (4,770,570,240.0/7.0 + 993,868.8/7.0 × 673.9²) = 2.159E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -5,317.6 × 673.9 × 993,868.8 / (7.0 × 215,913,221,633.9) = -2.357E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -2,356,601.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -2.357E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -2,356,601.9 × 909.2 = -2.143E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -2,356,601.9/156,104.1 + -0.355 \times -2,142,603,279.4 \times 1,246.0/152,860,521,080.9 =$ **-8.900** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -2,356,601.9/156,104.1 + -0.355 \times -2,142,603,279.4 \times 1,106.0/152,860,521,080.9 =$ **-9.596** MPa

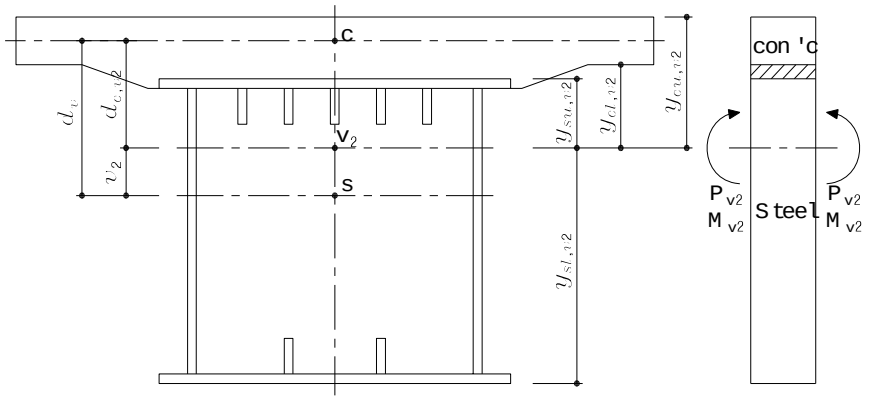
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -2,356,601.9/156,104.1 + -0.355 \times -2,142,603,279.4 \times 1,028.0/152,860,521,080.9 =$ **-9.984** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -2,356,601.9/156,104.1 + -0.355 \times -2,142,603,279.4 \times -1,200.0/152,860,521,080.9 =$ **-21.064** 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 132,375.4 + 993,868.8 / 21.0 = 1.797E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (993,868.8/21.0)\times1,396.8 / 179,702.5 = 367.9$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,396.8 - 367.9 = 1,028.9$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times993,868.8 / 21.0 = 2.620E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,619,554.2\times1,028.9 = 2.695E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,619,554.2/156,104.1 + -0.355\times2,695,300,753.0\times1,246.0/152,860,521,080.9$

$= 8.986$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,619,554.2/156,104.1 + -0.355\times2,695,300,753.0\times1,106.0/152,860,521,080.9$

$= 9.862$ MPa

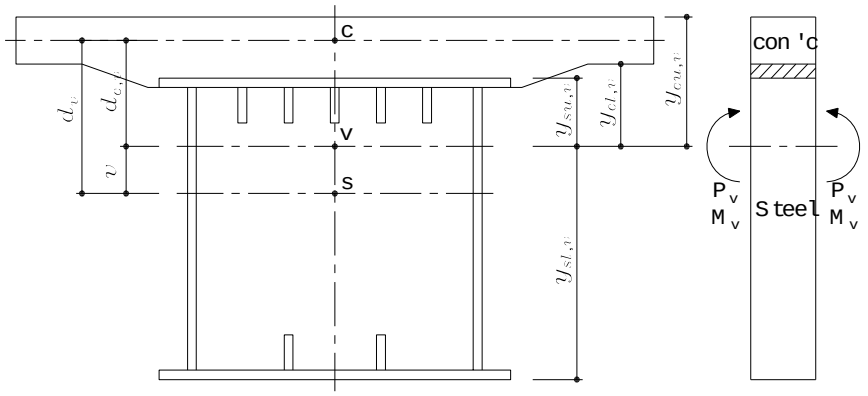
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,619,554.2/156,104.1 + -0.355\times2,695,300,753.0\times1,028.0/152,860,521,080.9 = 10.350$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,619,554.2/156,104.1 + -0.355\times2,695,300,753.0\times-1,200.0/152,860,521,080.9 = 24.288$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×993,868.8 / 7.0 = 3.493E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,492,738.9 × 673.9 = 2.354E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,492,738.9/156,104.1 + -0.355×2,353,881,439.3×1,246.0/152,860,521,080.9 - 205,000.0×0.000120 = -9.033 MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,492,738.9/156,104.1 + -0.355×2,353,881,439.3×1,106.0/152,860,521,080.9 - 205,000.0×0.000120 = -8.268 MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,492,738.9/156,104.1+-0.355×2,353,881,439.3×1,028.0/152,860,521,080.9 = 16.758 MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,492,738.9/156,104.1+-0.355×2,353,881,439.3×-1,200.0/152,860,521,080.9 = 28.930 MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,813.861/52,800.0 + 30.351/119,582,036.6 + 701.292/120,507,952.5 = 59.366$ MPa

※ υ = 59.4 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,001.125/52,800.0 + 30.351/119,582,036.6 + 335.320/120,507,952.5 = 40.936$ MPa

※ υ = 40.9 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,852.090/52,800.0 + 30.351/119,582,036.6 + 762.933/120,507,952.5 = 60.602$ MPa

※ υ = 60.6 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 205.6$ 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	-	-	-	-	-113.304	90.479	215.000	205.600
1+2+3	-97.040	-86.137	160.000	160.000	-193.366	183.940	215.000	205.600
1+2+3+5	-105.940	-95.733	160.000	160.000	-203.350	162.876	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-96.954	-85.871	160.000	160.000	-193.000	187.164	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-105.987	-94.139	184.000	184.000	-176.242	216.094	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-87.921	-77.603	184.000	184.000	-209.758	158.233	247.250	236.440
1+2+4	-43.769	-38.851	192.000	192.000	-151.519	135.089	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-97.253	-86.325	200.000	200.000	-194.593	185.372	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-106.153	-95.922	200.000	200.000	-204.577	164.308	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-97.166	-86.059	200.000	200.000	-194.227	188.596	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-106.199	-94.327	216.000	216.000	-177.469	217.527	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-88.134	-77.792	216.000	216.000	-210.985	159.666	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	0.278	0.194	0.226	0.226	0.503	0.419	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.809	0.800	0.226	0.226	1.034	1.026	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.895	0.628	0.226	0.226	1.120	0.853	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.806	0.829	0.226	0.226	1.031	1.054	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.508	0.835	0.226	0.226	0.734	1.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.720	0.448	0.226	0.226	0.945	0.673	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.345	0.300	0.074	0.074	0.419	0.374	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.524	0.520	0.150	0.150	0.675	0.671	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.579	0.409	0.150	0.150	0.730	0.559	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.522	0.539	0.150	0.150	0.673	0.689	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.374	0.614	0.150	0.150	0.524	0.765	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.528	0.331	0.150	0.150	0.679	0.481	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-203.350}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{59.366}{125.000}\right) = 0.895 + 0.226 = 1.120 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{216.094}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{59.366}{125.000}\right) = 0.835 + 0.226 = 1.061 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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) = 2,200.0 /(206 ×1.200) = 8.9 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 90.479) = 1.54 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

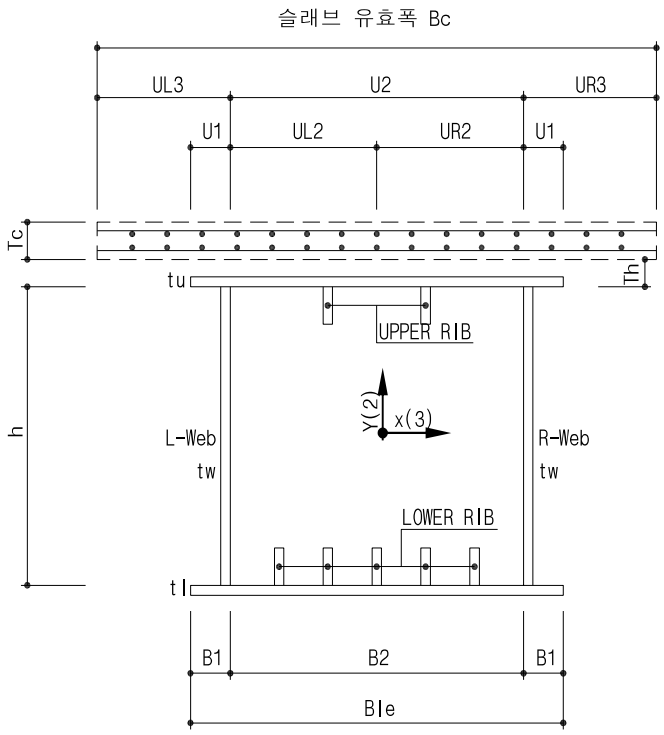
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-147.295	117.623	355.000	O.K !!
1+2+3	-171.794	-152.491	240.000	O.K !!	-289.032	283.080	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-180.826	-160.758	240.000	O.K !!	-305.790	312.010	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-180.694	-162.087	240.000	O.K !!	-299.016	262.016	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-171.707	-152.225	240.000	O.K !!	-288.666	286.304	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-180.740	-160.493	240.000	O.K !!	-271.907	315.234	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-162.675	-143.957	240.000	O.K !!	-305.424	257.373	355.000	O.K !!
1+2+4	-56.772	-50.393	240.000	O.K !!	-196.238	174.757	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-172.006	-152.679	240.000	O.K !!	-290.259	284.512	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-181.039	-160.947	240.000	O.K !!	-273.500	313.443	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-180.906	-162.276	240.000	O.K !!	-300.243	263.448	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-171.920	-152.413	240.000	O.K !!	-289.893	287.736	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-180.953	-160.681	240.000	O.K !!	-273.134	316.667	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-162.887	-144.146	240.000	O.K !!	-306.651	258.806	355.000	O.K !!

[G1 : 단면 - 8] : 절점 20 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,285.7	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,497.8	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,497.8	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	1,996.0	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	-2,624.085
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,144.002
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-78.320
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,502.210
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-707.814
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-281.886
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-32.036
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-660.186
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-34.298
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	71.714
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	76.472
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	552.253
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

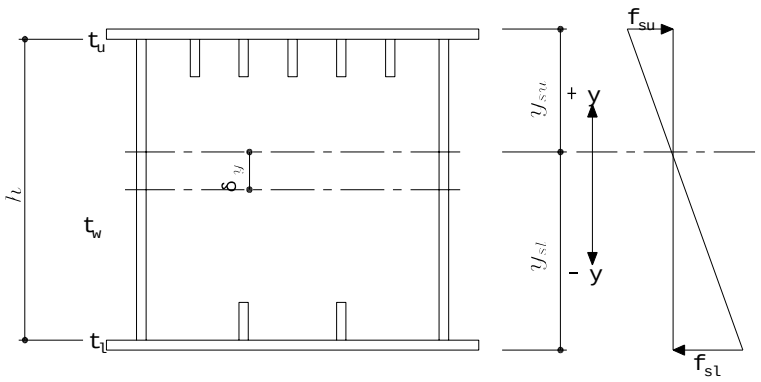
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,497.8 × 10.0	24,977.8	1,003.0	2.505E+07	2.513E+10	2.081E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	923.0	3.877E+06	3.578E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
R - WEB	1 - 1,996.0 × 12.0	23,952.0	-	-	-	7.952E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-923.0	-9.692E+06	8.945E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,497.8 × 16.0	39,964.5	-1,006.0	-4.020E+07	4.045E+10	8.526E+05
강재 단면 합계		127,546.3	-	-2.097E+07	7.810E+10	1.593E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,278.5	1,228.0	15,078,000.3	18,515,784,333.8	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,278.5	1,088.0	13,359,010.0	14,534,602,893.9	-
RE-Bar 합계		24,557.0		2.844E+07	3.305E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,285.7 × 240.0	1,028,565.6	1,168.0	1.201E+09	1.403E+12	4.937E+09

※ A_s = 127,546.3 mm^2 A_{c1} = 1,028,565.6 mm^2 A_r = 24,557.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -20,966,433.5 / 127,546.3 = -164.383 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,996.0 / 2 + 10.0 - -164.383 = 1,172.383 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,996.0 / 2 + 16.0 + -164.383 } = -849.617 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 15,932,815,095.9 + 78,096,740,381.5 - 127,546.3 × -164.383² = 9.058E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -2,624.085×1,172.4/90,583,031,338.3 = **-33.963** MPa

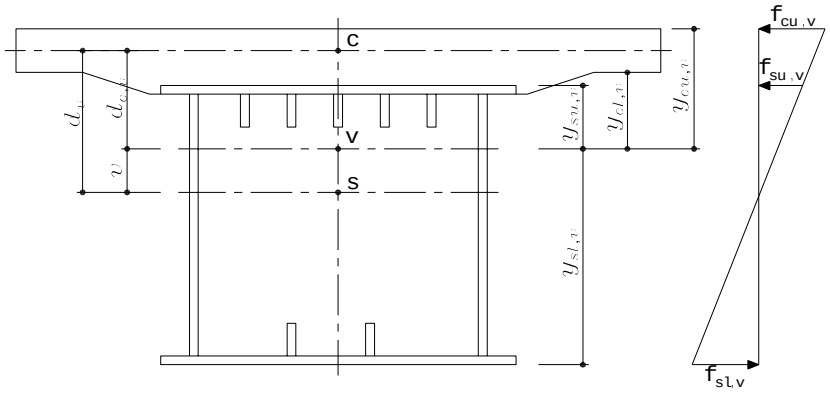
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -2,624.085×-849.6/90,583,031,338.3 = **24.612** MPa

▪ 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) = 4.703E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 707.814 / 47,904.0 + 34.298 / (2 × 4,702,848.0 × 12.0) = 15.080 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 127,546.3 + 24,557.0 = 152,103.3 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,172.4 - 10.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,278.5/24,557.0 = 1,322.4 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 24,557.0 × 1,322.4 / 152,103.3 = 213.5 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,322.4 - 213.5 = 1,108.9 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 90,583,031,338.3+127,546.3×213.5² +0.0+24,557.0×1,108.9² = 1.266E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,172.4 - 213.5 = 958.9 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -849.6 - 213.5 = -1,063.1 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,108.9 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,278.5 / 24,557.0 = 1,178.9 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,108.9 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,278.5 / 24,557.0 = 1,038.9 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,144.002 × 958.9 / 126,592,694,827.2 = **-8.665** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,144.002 × -1,063.1 / 126,592,694,827.2 = **9.607** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,144.002 × 1,178.9 / 126,592,694,827.2 = **-10.653** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,144.002 × 1,038.9 / 126,592,694,827.2 = **-9.388** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + (Tu + Tc/n)/2 +Tl/2) = 4.743E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 281.886 / 47,904.0 + 71.714 / (2 × 4,742,977.6 × 12.0) = 6.514 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,502.210 × 958.9 / 126,592,694,827.2 = **-26.528** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,502.210 × -1,063.1 / 126,592,694,827.2 = **29.411** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,502.210 × 1,178.9 / 126,592,694,827.2 = **-32.614** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,502.210 × 1,038.9 / 126,592,694,827.2 = **-28.741** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 660.186 / 47,904.0 + 552.253 / (2 × 4,742,977.6 × 12.0) = 18.633 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -78.320 × 958.9 / 126,592,694,827.2 = **-0.593** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -78.320 × -1,063.1 / 126,592,694,827.2 = **0.658** MPa

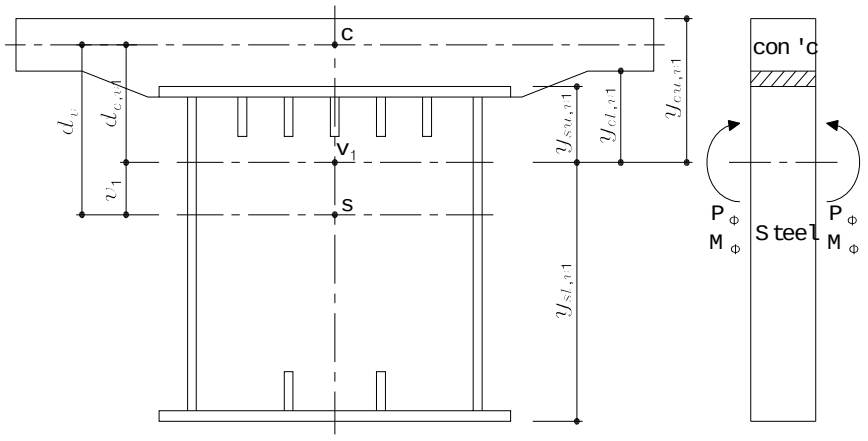
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -78.320 × 1,178.9 / 126,592,694,827.2 = **-0.104** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -78.320 × 1,038.9 /126,592,694,827.2 = **-0.092** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 32.036 / 47,904.0 + 76.472 / (2 × 4,742,977.6 × 12.0) = 1.341 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,028,565.6 / 7.0 = 146,937.9 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,937,114,880.0 / 7.0 = 7.053E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 127,546.3 + 146,937.9 = 274,484.2 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,172.4 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,332.4 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 146,937.9 × 1,332.4 / 274,484.2 = 713.3 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,332.4 - 713.3 = 619.1 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 = 0.138 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,546.3 + 1,028,565.6 / 14.0 = 2.010E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,028,565.6/14.0)×1,332.4 / 201,015.3 = 487.0 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,332.4 - 487.0 = 845.4 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (90,583,031,338.3 + 127,546.3×713.3²) + (4,937,114,880.0/7.0 + 1,028,565.6/7.0 × 619.1²) = 1.840E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,144.0 × 619.1 × 1,028,565.6 / (7.0 × 183,984,849,358.7) = -5.657E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -565,663.5 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -5.657E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -565,663.5 × 845.4 = -4.782E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -565,663.5/152,103.3 + 0.138 \times -478,218,096.3 \times 1,178.9/126,592,694,827.2 =$ **-4.333** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -565,663.5/152,103.3 + 0.138 \times -478,218,096.3 \times 1,038.9/126,592,694,827.2 =$ **-4.260** MPa

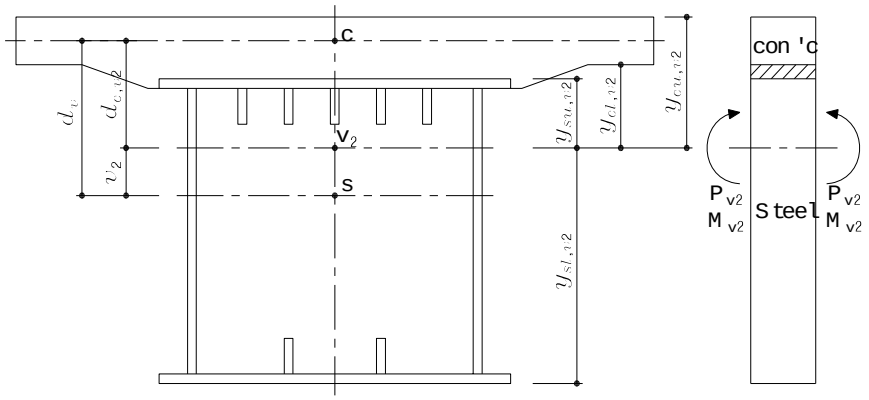
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -565,663.5/152,103.3 + 0.138 \times -478,218,096.3 \times 958.9/126,592,694,827.2 =$ **-4.219** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -565,663.5/152,103.3 + 0.138 \times -478,218,096.3 \times -1,063.1/126,592,694,827.2 =$ **-3.165** 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,546.3 + 1,028,565.6 / 21.0 = 1.765E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,028,565.6/21.0)\times1,332.4 / 176,525.6 = 369.7$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,332.4 - 369.7 = 962.7$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,028,565.6 / 21.0 = 2.711E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,711,005.0 \times 962.7 = 2.610E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,711,005.0/152,103.3 + 0.138\times2,609,873,790.3\times1,178.9/126,592,694,827.2$

$= \mathbf{21.176}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,711,005.0/152,103.3 + 0.138\times2,609,873,790.3\times1,038.9/126,592,694,827.2$

$= \mathbf{20.777}$ MPa

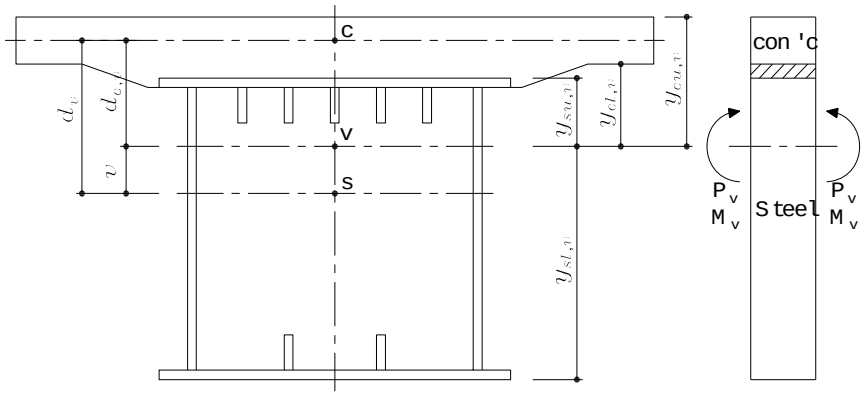
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,711,005.0/152,103.3 + 0.138\times2,609,873,790.3\times958.9/126,592,694,827.2 = \mathbf{20.550}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,711,005.0/152,103.3 + 0.138\times2,609,873,790.3\times-1,063.1/126,592,694,827.2 = \mathbf{14.801}$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,028,565.6 / 7.0 = 3.615E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,614,673.4 × 619.1 = 2.238E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,614,673.4/152,103.3 + 0.138×2,237,940,512.8×1,178.9/126,592,694,827.2
- 205,000.0×0.000120 = **2.039** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,614,673.4/152,103.3 + 0.138×2,237,940,512.8×1,038.9/126,592,694,827.2
- 205,000.0×0.000120 = **1.698** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,614,673.4/152,103.3+0.138×2,237,940,512.8×958.9/126,592,694,827.2 = **26.103** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,614,673.4/152,103.3+0.138×2,237,940,512.8×-1,063.1/126,592,694,827.2 = **21.172** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,649.885/47,904.0 + 34.298/112,868,352.2 + 623.967/113,831,461.3 = 40.227$ MPa

※ υ = 40.2 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,021.736/47,904.0 + 34.298/112,868,352.2 + 148.186/113,831,461.3 = 22.934$ MPa

※ υ = 22.9 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,665.903/47,904.0 + 34.298/112,868,352.2 + 662.203/113,831,461.3 = 40.897$ MPa

※ υ = 40.9 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6)^{-23.000000}\} = 205.6$ 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	-	-	-	-	-33.963	24.612	215.000	205.600
1+2+3	-43.267	-38.129	160.000	160.000	-69.156	63.631	215.000	205.600
1+2+3+5	-47.601	-42.389	160.000	160.000	-73.374	60.466	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-26.425	-21.612	160.000	160.000	-52.824	75.266	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-24.386	-19.914	184.000	184.000	-26.722	96.439	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-28.464	-23.310	184.000	184.000	-78.927	54.094	247.250	236.440
1+2+4	-10.758	-9.480	192.000	192.000	-43.221	34.877	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-43.320	-38.175	200.000	200.000	-69.452	63.960	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-47.653	-42.435	200.000	200.000	-73.671	60.795	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-26.477	-21.658	200.000	200.000	-53.121	75.595	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-24.438	-19.960	216.000	216.000	-27.018	96.768	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-28.516	-23.356	216.000	216.000	-79.223	54.423	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	0.025	0.014	0.104	0.104	0.129	0.118	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.103	0.096	0.104	0.104	0.207	0.199	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.116	0.086	0.104	0.104	0.220	0.190	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.060	0.134	0.104	0.104	0.164	0.238	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.012	0.166	0.104	0.104	0.115	0.270	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.102	0.052	0.104	0.104	0.205	0.156	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.028	0.020	0.023	0.023	0.051	0.043	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.067	0.062	0.069	0.069	0.135	0.130	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.075	0.056	0.069	0.069	0.144	0.124	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.039	0.087	0.069	0.069	0.108	0.155	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.009	0.122	0.069	0.069	0.077	0.190	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.075	0.038	0.069	0.069	0.143	0.107	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-73.374}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{40.227}{125.000}\right) = 0.116 + 0.104 = 0.220 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{96.439}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{40.227}{125.000}\right) = 0.166 + 0.104 = 0.270 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 1,996.0 /(206 ×1.200) = 8.1 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 24.612) = 2.96 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

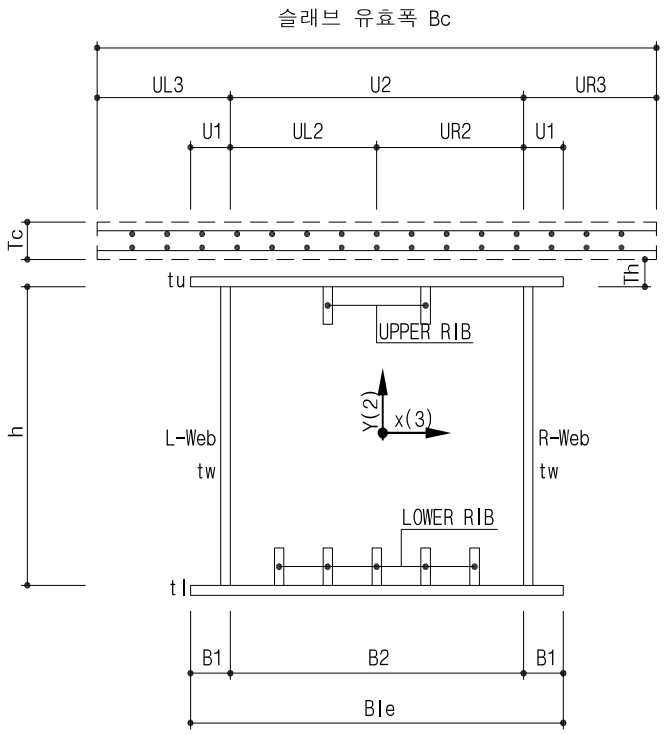
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-44.151	31.996	355.000	O.K !!
1+2+3	-83.970	-73.998	240.000	O.K !!	-112.451	107.720	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-86.009	-75.695	240.000	O.K !!	-138.553	128.892	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-88.303	-78.258	240.000	O.K !!	-116.669	104.555	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-67.127	-57.481	240.000	O.K !!	-96.119	119.355	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-65.088	-55.783	240.000	O.K !!	-70.017	140.528	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-69.166	-59.178	240.000	O.K !!	-122.222	98.183	355.000	O.K !!
1+2+4	-13.954	-12.297	240.000	O.K !!	-56.009	45.143	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-84.022	-74.044	240.000	O.K !!	-112.747	108.049	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-81.983	-72.346	240.000	O.K !!	-86.645	129.221	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-88.355	-78.304	240.000	O.K !!	-116.966	104.884	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-67.179	-57.526	240.000	O.K !!	-96.416	119.684	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-65.140	-55.829	240.000	O.K !!	-70.313	140.857	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-69.218	-59.224	240.000	O.K !!	-122.519	98.512	355.000	O.K !!

[G2 : 단면 - 9] : 절점 56 로 부터 이격거리 0.000 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	= 4,146.3	mm
U1	= 120.0	mm
UL2	= 1,200.0	mm
UR2	= 1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	= 2,320.0	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	= 2,320.0	mm
B1	= 120.0	mm
B2	= 2,400.0	mm
Tc	= 240.0	mm
Th	= 50.0	mm
h	= 2,200.0	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	-6,796.742
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3,428.527
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-348.476
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-5,959.628
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	965.854
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	500.972
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	72.813
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	861.686
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-6.557
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	202.506
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	115.627
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	478.231
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

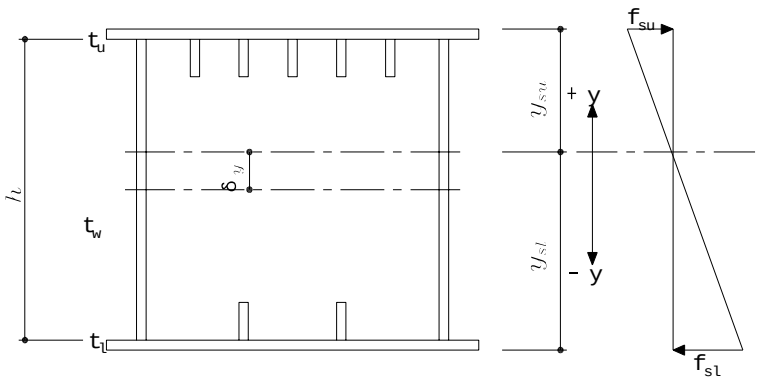
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,320.0 × 10.0	23,200.0	1,105.0	2.564E+07	2.833E+10	1.933E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	1,025.0	4.305E+06	4.413E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	1.065E+10
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-1,025.0	-1.076E+07	1.103E+10	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,320.0 × 16.0	37,120.0	-1,108.0	-4.113E+07	4.557E+10	7.919E+05
강재 단면 합계		127,820.0	-	-2.195E+07	8.934E+10	2.132E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		11,879.1	1,330.0	15,799,230.7	21,012,976,871.6	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		11,879.1	1,190.0	14,136,153.8	16,822,023,035.7	-
RE-Bar 합계		23,758.2		2.994E+07	3.783E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,146.3 × 240.0	995,109.6	1,270.0	1.264E+09	1.605E+12	4.777E+09

※ A_s = 127,820.0 mm^2 A_{c1} = 995,109.6 mm^2 A_r = 23,758.2 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -21,950,460.0 / 127,820.0 = -171.729 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,200.0 / 2 + 10.0 - -171.729 = 1,281.729 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 2,200.0 / 2 + 16.0 + -171.729 } = -944.271 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 21,324,547,726.7 + 89,342,855,180.0 - 127,820.0 × -171.729² = 1.069E+11 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -6,796.742×1,281.7/106,897,862,191.5 = **-81.494** MPa

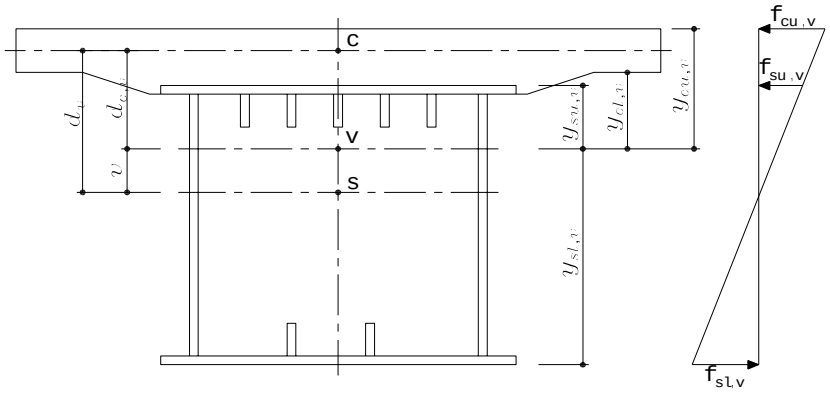
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -6,796.742×-944.3/106,897,862,191.5 = **60.038** MPa

▪ 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) = 4.984E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 965.854 / 52,800.0 + 6.557 / (2 × 4,983,676.0 × 12.0) = 18.348 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 127,820.0 + 23,758.2 = 151,578.2 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,281.7 - 10.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 11,879.1/23,758.2 = 1,431.7 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 23,758.2 × 1,431.7 / 151,578.2 = 224.4 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,431.7 - 224.4 = 1,207.3 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 106,897,862,191.5+127,820.0×224.4² +0.0+23,758.2×1,207.3² = 1.480E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,281.7 - 224.4 = 1,057.3 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -944.3 - 224.4 = -1,168.7 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,207.3 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,879.1 / 23,758.2 = 1,277.3 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,207.3 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 11,879.1 / 23,758.2 = 1,137.3 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,428.527 × 1,057.3 / 147,965,353,048.1 = **-24.499** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,428.527 × -1,168.7 / 147,965,353,048.1 = **27.080** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,428.527 × 1,277.3 / 147,965,353,048.1 = **-29.597** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,428.527 × 1,137.3 / 147,965,353,048.1 = **-26.353** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 5.022E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 500.972 / 52,800.0 + 202.506 / (2 × 5,022,281.7 × 12.0) = 11.168 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -5,959.628 × 1,057.3 / 147,965,353,048.1 = **-42.586** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -5,959.628 × -1,168.7 / 147,965,353,048.1 = **47.071** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -5,959.628 × 1,277.3 / 147,965,353,048.1 = **-51.447** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -5,959.628 × 1,137.3 / 147,965,353,048.1 = **-45.808** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 861.686 / 52,800.0 + 478.231 / (2 × 5,022,281.7 × 12.0) = 20.287 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -348.476 × 1,057.3 / 147,965,353,048.1 = **-2.490** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -348.476 × -1,168.7 / 147,965,353,048.1 = **2.752** MPa

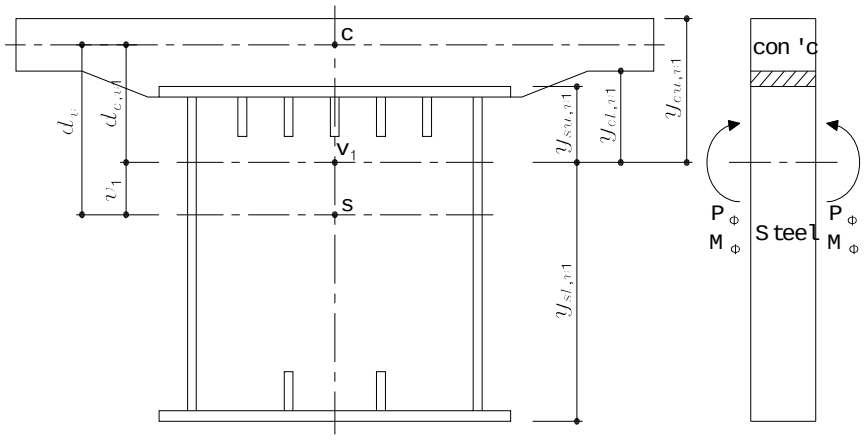
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -348.476 × 1,277.3 / 147,965,353,048.1 = **-0.430** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -348.476 × 1,137.3 /147,965,353,048.1 = **-0.383** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 72.813 / 52,800.0 + 115.627 / (2 × 5,022,281.7 × 12.0) = 2.338 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 995,109.6 / 7.0 = 142,158.5 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 4,776,526,080.0 / 7.0 = 6.824E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 127,820.0 + 142,158.5 = 269,978.5 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,281.7 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,441.7 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 142,158.5 × 1,441.7 / 269,978.5 = 759.1 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,441.7 - 759.1 = 682.6 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 = 0.200 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,820.0 + 995,109.6 / 14.0 = 1.989E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (995,109.6/14.0)×1,441.7 / 198,899.3 = 515.2 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,441.7 - 515.2 = 926.5 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (106,897,862,191.5 + 127,820.0×759.1²) + (4,776,526,080.0/7.0 + 995,109.6/7.0 × 682.6²) = 2.140E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -3,428.5 × 682.6 × 995,109.6 / (7.0 × 214,019,670,610.5) = -1.554E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,554,462.1 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.554E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,554,462.1 × 926.5 = -1.440E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,554,462.1/151,578.2 + 0.200 \times -1,440,222,423.9 \times 1,277.3/147,965,353,048.1 = \mathbf{-12.738}$ MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,554,462.1/151,578.2 + 0.200 \times -1,440,222,423.9 \times 1,137.3/147,965,353,048.1 = \mathbf{-12.465}$ MPa

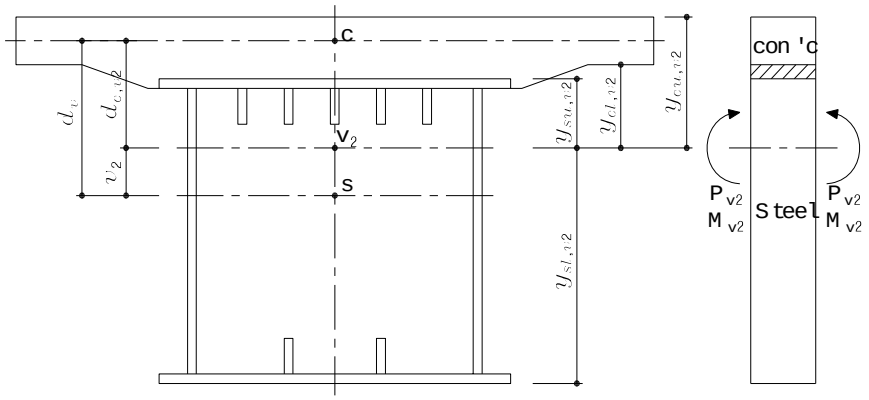
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,554,462.1/151,578.2 + 0.200 \times -1,440,222,423.9 \times 1,057.3/147,965,353,048.1 = \mathbf{-12.310}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,554,462.1/151,578.2 + 0.200 \times -1,440,222,423.9 \times -1,168.7/147,965,353,048.1 = \mathbf{-7.984}$ 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

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 127,820.0 + 995,109.6 / 21.0 = 1.752E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (995,109.6/21.0)×1,441.7 / 175,206.2 = 389.9 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,441.7 - 389.9 = 1,051.8 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×995,109.6 / 21.0 = 2.623E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,622,824.6 × 1,051.8 = 2.759E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

= 2,622,824.6/151,578.2 + 0.200×2,758,687,035.4×1,277.3/147,965,353,048.1

= **22.058** MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

= 2,622,824.6/151,578.2 + 0.200×2,758,687,035.4×1,137.3/147,965,353,048.1

= **21.537** MPa

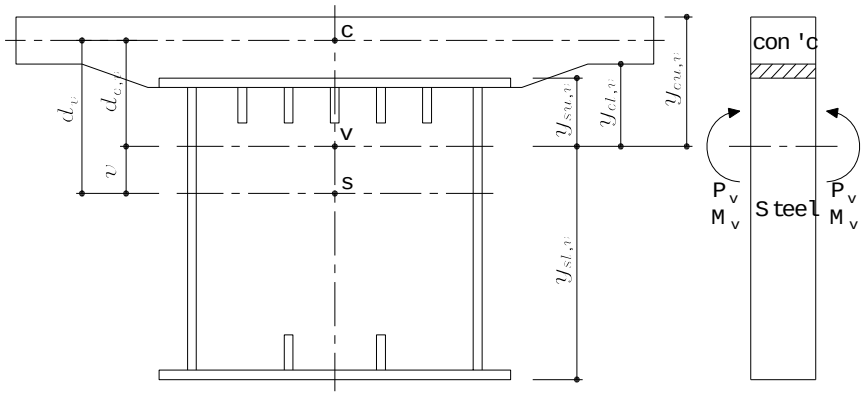
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 2,622,824.6/151,578.2 + 0.200×2,758,687,035.4×1,057.3/147,965,353,048.1 = **21.239** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 2,622,824.6/151,578.2 + 0.200×2,758,687,035.4×-1,168.7/147,965,353,048.1 = **12.953** 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×995,109.6 / 7.0 = 3.497E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,497,099.5 × 682.6 = 2.387E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,497,099.5/151,578.2 + 0.200×2,387,049,181.4×1,277.3/147,965,353,048.1
- 205,000.0×0.000120 = **2.586** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,497,099.5/151,578.2 + 0.200×2,387,049,181.4×1,137.3/147,965,353,048.1
- 205,000.0×0.000120 = **2.135** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,497,099.5/151,578.2+0.200×2,387,049,181.4×1,057.3/147,965,353,048.1 = **26.477** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,497,099.5/151,578.2+0.200×2,387,049,181.4×-1,168.7/147,965,353,048.1 = **19.307** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,328.512/52,800.0 + 6.557/119,608,224.0 + 680.737/120,534,761.1 = 49.803$ MPa

※ υ = 49.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,539.639/52,800.0 + 6.557/119,608,224.0 + 318.134/120,534,761.1 = 31.854$ MPa

※ υ = 31.9 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,364.918/52,800.0 + 6.557/119,608,224.0 + 738.551/120,534,761.1 = 50.972$ MPa

※ υ = 51.0 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	-	-	-	-	-81.494	60.038	215.000	205.600
1+2+3	-81.044	-72.161	160.000	160.000	-148.580	134.189	215.000	205.600
1+2+3+5	-93.781	-84.627	160.000	160.000	-160.890	126.205	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-71.723	-63.089	160.000	160.000	-139.650	139.158	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-69.137	-60.955	184.000	184.000	-113.173	158.465	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-74.309	-65.224	184.000	184.000	-166.127	119.851	247.250	236.440
1+2+4	-30.027	-26.736	192.000	192.000	-108.484	89.870	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-81.259	-72.352	200.000	200.000	-149.825	135.565	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-93.996	-84.818	200.000	200.000	-162.135	127.581	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-71.938	-63.281	200.000	200.000	-140.895	140.534	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-69.352	-61.146	216.000	216.000	-114.418	159.841	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-74.524	-65.415	216.000	216.000	-167.372	121.227	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	0.144	0.085	0.159	0.159	0.302	0.244	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.478	0.426	0.159	0.159	0.636	0.585	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.560	0.377	0.159	0.159	0.719	0.536	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.422	0.458	0.159	0.159	0.581	0.617	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.210	0.449	0.159	0.159	0.368	0.608	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.451	0.257	0.159	0.159	0.610	0.416	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.177	0.133	0.045	0.045	0.222	0.178	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.311	0.278	0.106	0.106	0.417	0.385	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.364	0.246	0.106	0.106	0.470	0.353	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.275	0.299	0.106	0.106	0.381	0.405	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.155	0.332	0.106	0.106	0.262	0.438	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.333	0.191	0.106	0.106	0.439	0.297	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-160.890}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{49.803}{125.000}\right) = 0.560 + 0.159 = 0.719 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{139.158}{205.600}\right)^2 + \left(\frac{49.803}{125.000}\right) = 0.458 + 0.159 = 0.617 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 2,200.0 /(206 ×1.200) = 8.9 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 60.038) = 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.

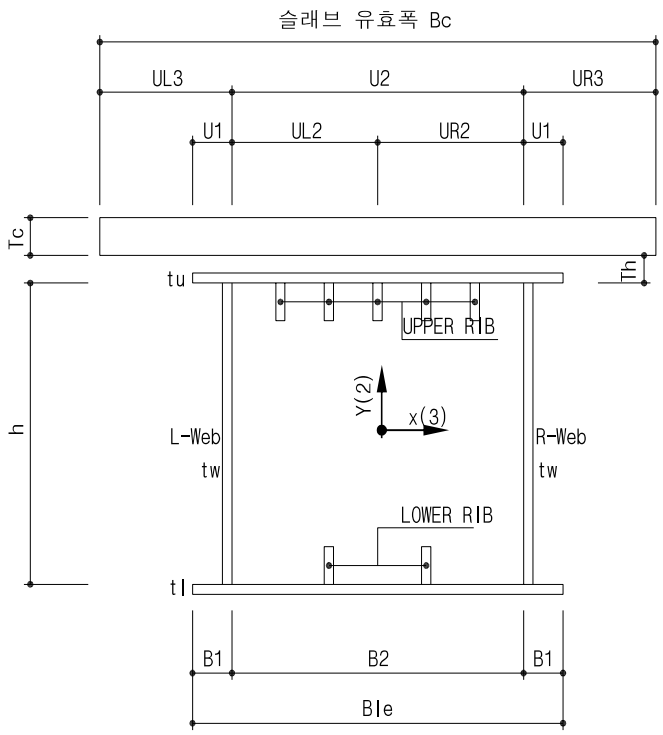
▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	-105.943	78.050	355.000	O.K !!
1+2+3	-149.087	-132.746	240.000	O.K !!	-229.352	214.456	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-151.673	-134.881	240.000	O.K !!	-255.829	233.763	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-161.825	-145.212	240.000	O.K !!	-241.662	206.472	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-139.766	-123.675	240.000	O.K !!	-220.422	219.425	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-137.181	-121.540	240.000	O.K !!	-193.945	238.732	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-142.352	-125.809	240.000	O.K !!	-246.899	200.118	355.000	O.K !!
1+2+4	-38.906	-34.642	240.000	O.K !!	-140.282	116.006	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-149.302	-132.938	240.000	O.K !!	-230.597	215.832	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-146.716	-130.803	240.000	O.K !!	-204.120	235.139	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-162.039	-145.403	240.000	O.K !!	-242.907	207.848	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-139.981	-123.866	240.000	O.K !!	-221.667	220.801	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-137.395	-121.731	240.000	O.K !!	-195.190	240.108	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-142.567	-126.001	240.000	O.K !!	-248.144	201.494	355.000	O.K !!

4.7.4 정모멘트(Splice)

[G2 : SPLICE - 1] : 절점 39 로 부터 이격거리 3.097 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	4,294.796
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,026.787
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	64.940
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,037.232
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-421.807
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-184.273
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-7.624
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-435.351
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-145.480
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	123.938
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-201.993
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-680.342

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

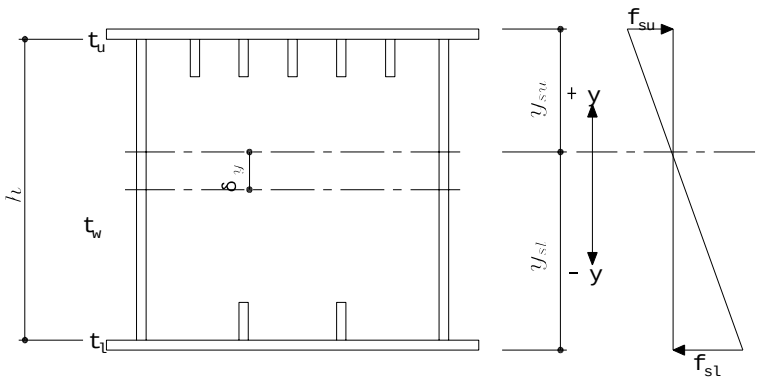
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 4,294.796×913.1/67,889,337,493.8 = **57.765** MPa

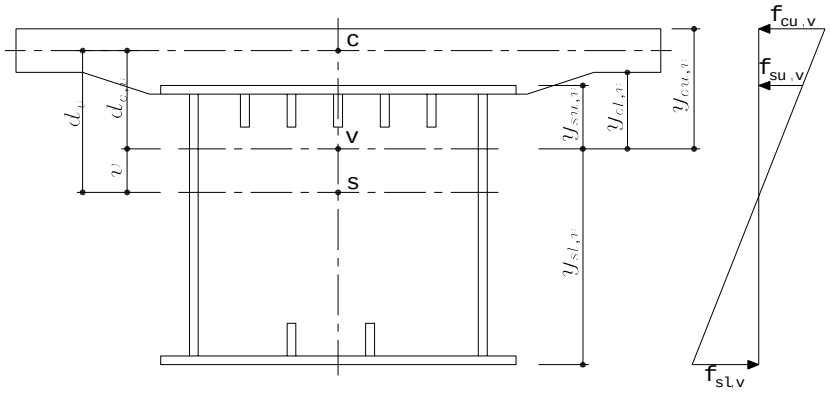
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 4,294.796×-908.9/67,889,337,493.8 = **-57.497** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 421.807 / 43,200.0 + 145.480 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **11.152** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,026.787×286.0/145,293,565,088.8 = **3.990** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,026.787×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-21.426** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,026.787×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.128** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,026.787×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.650** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 184.273 / 43,200.0 + 123.938 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **5.437** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,037.232×286.0/145,293,565,088.8 = **5.979** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,037.232×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-32.108** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,037.232×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.690** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,037.232×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.974** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 435.351 / 43,200.0 + 680.342 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **16.506** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 64.940×286.0/145,293,565,088.8 = **0.128** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 64.940×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.687** MPa

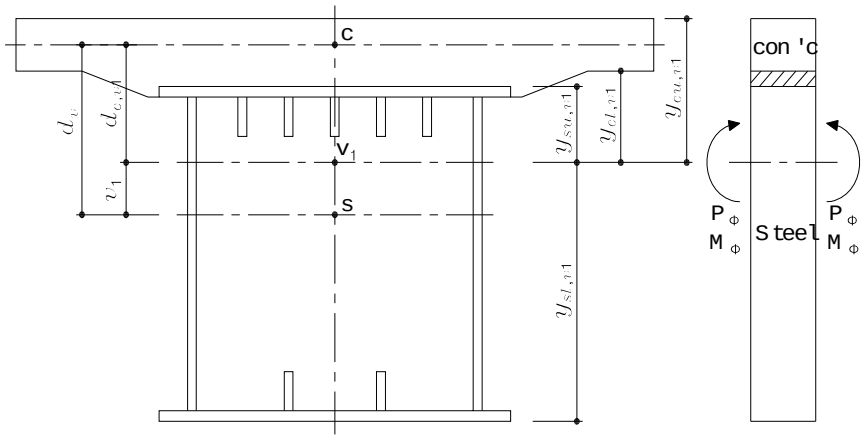
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 64.940×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.036** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 64.940×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.021** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 7.624 / 43,200.0 + 201.993 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **2.085** 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 = 0.771 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,026.8 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 9.962E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 996,196.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 9.962E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 996,196.9 × 630.1 = 6.277E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,026.787×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 1.128 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,026.787×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.650 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (996,196.9/193,937.1 + 0.771 \times 627,739,033.8 \times 750.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 1.128 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.549}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (996,196.9/193,937.1 + 0.771 \times 627,739,033.8 \times 510.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.650 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.139}$ MPa

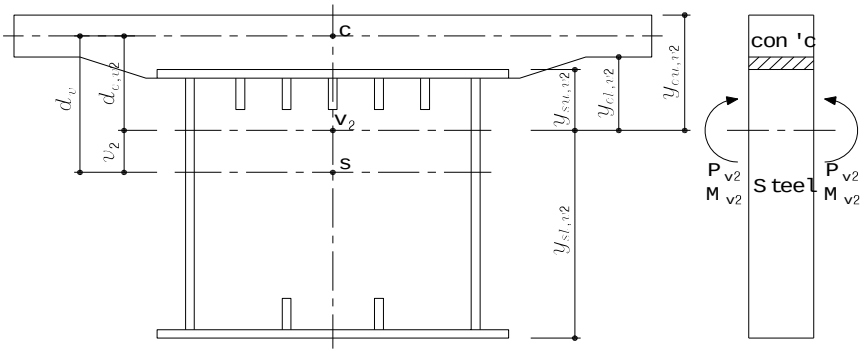
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 996,196.9/193,937.1 + 0.771 \times 627,739,033.8 \times 470.1/122,409,033,764.6 = \mathbf{6.996}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 996,196.9/193,937.1 + 0.771 \times 627,739,033.8 \times -1,351.9/122,409,033,764.6 = \mathbf{-0.210}$ 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0\times730.7^2) = 1.100E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,954,108.6\times850.7 = 2.158E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.771\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.182}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.771\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.355}$ MPa

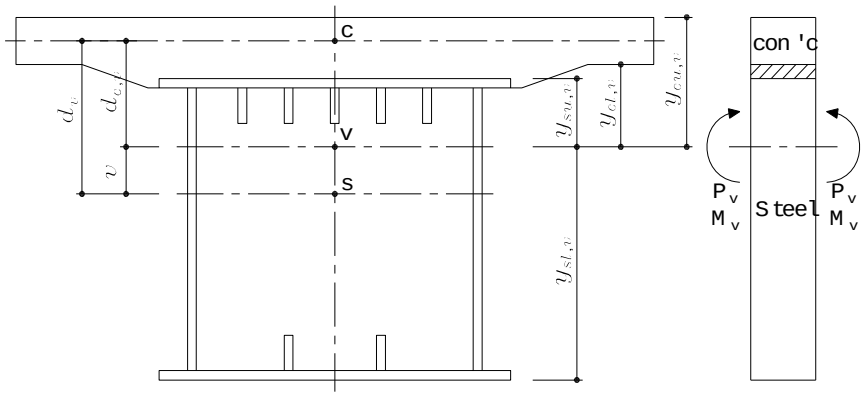
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.771\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{26.300}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.771\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{-1.276}$ 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.771×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.529** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.771×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.849** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.771×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **17.043** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.771×1,756,785,060.6×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **0.052** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,041.431/43,200.0 + 145.480/104,835,168.0 + 804.280/105,827,533.7 = 33.095$ MPa

※ υ = 33.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 613.704/43,200.0 + 145.480/104,835,168.0 + 325.931/105,827,533.7 = 18.674$ MPa

※ υ = 18.7 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,045.243/43,200.0 + 145.480/104,835,168.0 + 905.277/105,827,533.7 = 34.137$ MPa

※ υ = 34.1 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 135.1 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 137.5 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	-	-	-	-	57.765	-57.497	135.100	215.000
1+2+3	2.818	1.623	10.800	10.800	67.734	-111.032	215.000	215.000
1+2+3+5	2.269	1.485	10.800	10.800	74.730	-111.242	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.088	0.130	10.800	10.800	101.030	-112.518	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.559	-0.718	12.420	2.174	118.073	-112.466	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.616	0.979	12.420	12.420	83.987	-112.570	279.500	247.250
1+2+4	1.164	0.671	12.960	12.960	61.883	-79.610	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.836	1.634	13.500	13.500	67.798	-111.375	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.287	1.495	13.500	13.500	74.794	-111.585	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.106	0.141	13.500	13.500	101.094	-112.861	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.577	-0.708	14.580	2.552	118.137	-112.809	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.634	0.989	14.580	14.580	84.051	-112.913	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	0.183	0.072	0.070	0.070	0.253	0.142	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.099	0.267	0.070	0.070	0.169	0.337	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.091	0.268	0.070	0.070	0.161	0.338	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.167	0.274	0.070	0.070	0.237	0.344	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.178	0.207	0.070	0.070	0.249	0.277	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.090	0.207	0.070	0.070	0.160	0.277	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.058	0.095	0.015	0.015	0.073	0.111	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.064	0.172	0.048	0.048	0.111	0.219	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.077	0.172	0.048	0.048	0.125	0.220	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.141	0.176	0.048	0.048	0.189	0.224	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.166	0.151	0.048	0.048	0.213	0.199	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.084	0.151	0.048	0.048	0.132	0.199	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{57.765}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{33.095}{125.000}\right)^2 = 0.183 + 0.070 = 0.253 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-112.518}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{33.095}{125.000}\right)^2 = 0.274 + 0.070 = 0.344 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 57.765) = 1.93 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

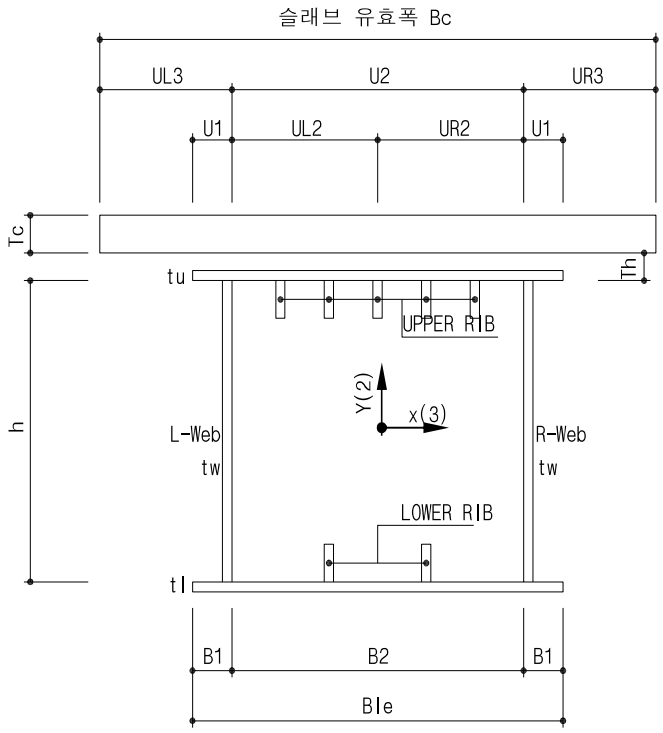
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	75.095	-74.747	355.000	O.K !!
1+2+3	5.101	2.938	16.200	O.K !!	93.137	-171.634	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.629	3.786	16.200	O.K !!	110.179	-171.686	355.000	O.K !!
1+2+3+5	4.551	2.799	16.200	O.K !!	100.133	-171.844	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	3.370	1.445	16.200	O.K !!	126.432	-173.120	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.841	0.596	16.200	O.K !!	143.475	-173.068	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.899	2.293	16.200	O.K !!	109.390	-173.172	355.000	O.K !!
1+2+4	1.502	0.865	16.200	O.K !!	80.410	-103.287	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	5.119	2.948	16.200	O.K !!	93.201	-171.977	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	4.590	2.100	16.200	O.K !!	110.243	-171.925	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	4.569	2.810	16.200	O.K !!	100.197	-172.187	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	3.388	1.455	16.200	O.K !!	126.496	-173.463	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.859	0.607	16.200	O.K !!	143.539	-173.411	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.917	2.304	16.200	O.K !!	109.454	-173.515	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 2] : 절점 41 로 부터 이격거리 0.619 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	6,190.903
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,832.852
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	40.770
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,236.035
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-83.001
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-38.274
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-7.094
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-391.652
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-27.373
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	105.650
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-33.899
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-432.726

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

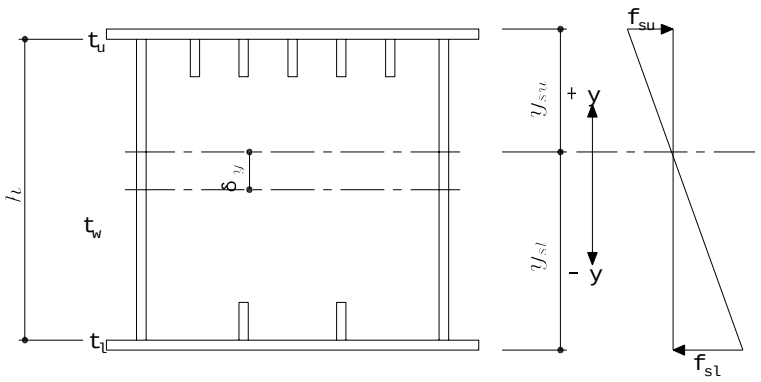
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 6,190.903×913.1/67,889,337,493.8 = **83.268** MPa

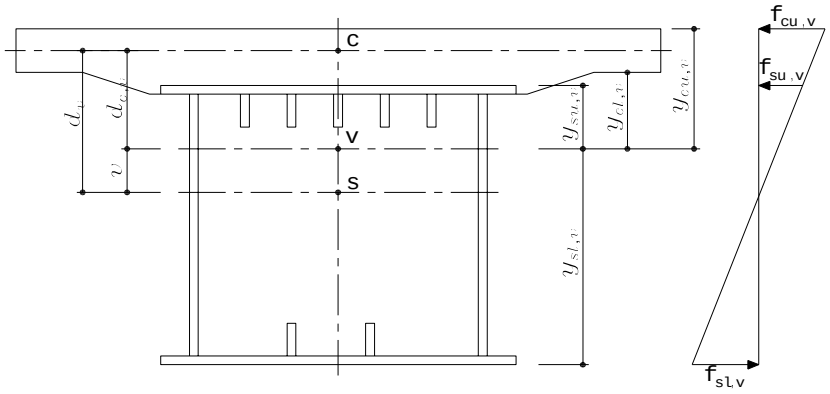
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 6,190.903×-908.9/67,889,337,493.8 = **-82.882** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 83.001 / 43,200.0 + 27.373 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **2.182** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,832.852×286.0/145,293,565,088.8 = **5.577** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,832.852×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-29.948** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,832.852×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.577** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,832.852×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.908** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 38.274 / 43,200.0 + 105.650 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **1.884** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,236.035×286.0/145,293,565,088.8 = **8.339** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,236.035×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-44.782** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,236.035×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **2.357** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,236.035×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.358** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 391.652 / 43,200.0 + 432.726 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **13.155** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 40.770×286.0/145,293,565,088.8 = **0.080** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 40.770×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.431** MPa

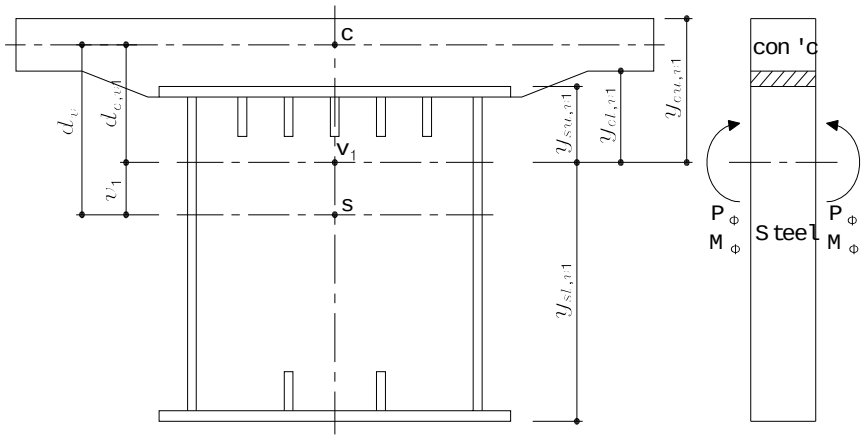
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 40.770×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.023** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 40.770×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.013** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 7.094 / 43,200.0 + 33.899 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **0.485** 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 = 0.542 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,832.9 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 1.392E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 1,392,390.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.392E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 1,392,390.4 × 630.1 = 8.774E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,832.852×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 1.577 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,832.852×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.908 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,392,390.4/193,937.1 + 0.542 \times 877,394,613.0 \times 750.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 1.577 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.856}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1,392,390.4/193,937.1 + 0.542 \times 877,394,613.0 \times 510.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.908 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.254}$ MPa

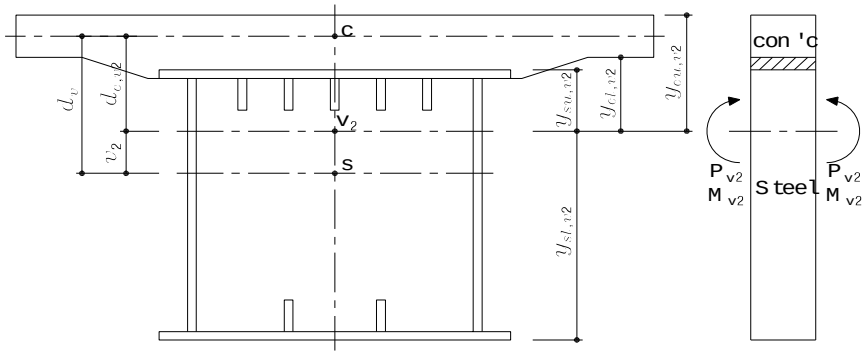
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1,392,390.4/193,937.1 + 0.542 \times 877,394,613.0 \times 470.1/122,409,033,764.6 = \mathbf{9.005}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1,392,390.4/193,937.1 + 0.542 \times 877,394,613.0 \times -1,351.9/122,409,033,764.6 = \mathbf{1.930}$ 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 \times 730.7^2) = 1.100E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,954,108.6 \times 850.7 = 2.158E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.542\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.364}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.542\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.485}$ MPa

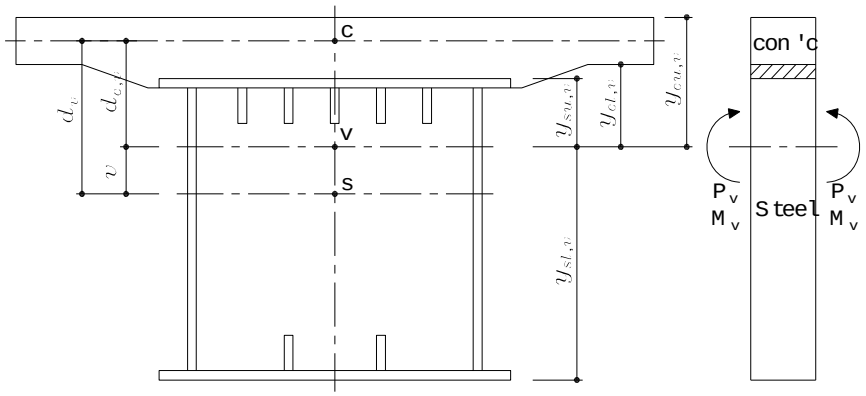
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.542\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{23.730}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.542\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{4.358}$ 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.542×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.753** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.542×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.978** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.542×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **16.249** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.542×1,756,785,060.6×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **4.313** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 512.927/43,200.0 + 27.373/104,835,168.0 + 538.375/105,827,533.7 = 17.222$ MPa

※ υ = 17.2 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 128.369/43,200.0 + 27.373/104,835,168.0 + 139.549/105,827,533.7 = 4.551$ MPa

※ υ = 4.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 516.474/43,200.0 + 27.373/104,835,168.0 + 555.325/105,827,533.7 = 17.464$ MPa

※ υ = 17.5 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	83.268	-82.882	135.100	215.000
1+2+3	3.934	2.266	10.800	10.800	97.184	-157.611	215.000	215.000
1+2+3+5	3.078	2.012	10.800	10.800	106.189	-155.681	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.714	0.527	10.800	10.800	129.919	-151.323	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.961	-0.451	12.420	2.174	146.169	-147.010	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.468	1.504	12.420	12.420	113.670	-155.636	279.500	247.250
1+2+4	1.599	0.921	12.960	12.960	88.925	-113.261	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.945	2.272	13.500	13.500	97.224	-157.827	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	3.090	2.019	13.500	13.500	106.229	-155.897	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.726	0.533	13.500	13.500	129.959	-151.539	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.973	-0.444	14.580	2.552	146.209	-147.225	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.479	1.511	14.580	14.580	113.710	-155.852	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	0.380	0.149	0.019	0.019	0.399	0.168	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.204	0.537	0.019	0.019	0.223	0.556	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.184	0.524	0.019	0.019	0.203	0.543	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.276	0.495	0.019	0.019	0.295	0.514	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.273	0.354	0.019	0.019	0.292	0.373	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.165	0.396	0.019	0.019	0.184	0.415	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.119	0.193	0.001	0.001	0.120	0.194	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.131	0.345	0.012	0.012	0.143	0.357	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.156	0.336	0.012	0.012	0.169	0.349	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.234	0.318	0.012	0.012	0.246	0.330	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.254	0.257	0.012	0.012	0.266	0.270	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.153	0.288	0.012	0.012	0.166	0.301	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{83.268}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{17.222}{125.000}\right)^2 = 0.380 + 0.019 = 0.399 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-157.611}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{17.222}{125.000}\right)^2 = 0.537 + 0.019 = 0.556 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 83.268) = 1.61 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

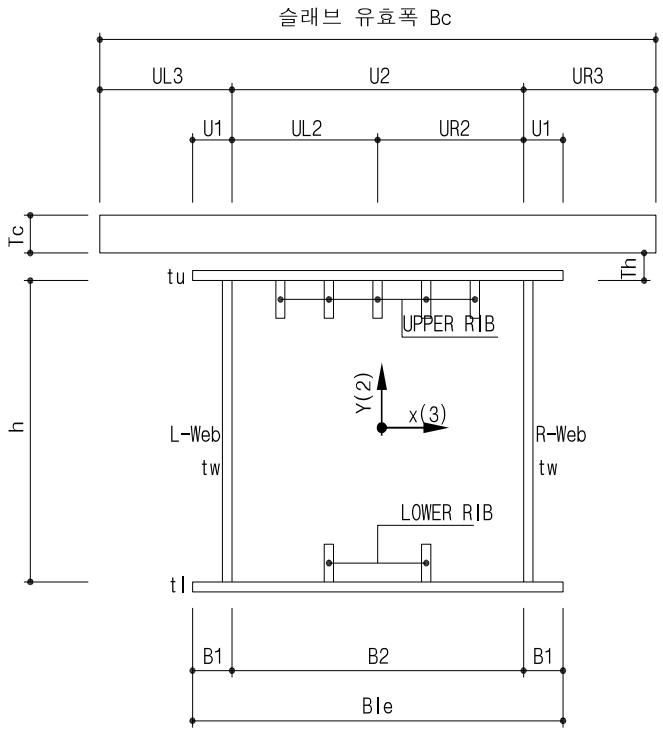
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	108.249	-107.747	355.000	O.K !!
1+2+3	7.118	4.100	16.200	O.K !!	133.427	-242.959	355.000	O.K !!
1+2+3+7	7.871	5.078	16.200	O.K !!	149.676	-247.272	355.000	O.K !!
1+2+3+5	6.262	3.846	16.200	O.K !!	142.432	-241.029	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.898	2.361	16.200	O.K !!	166.162	-236.671	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	4.145	1.383	16.200	O.K !!	182.412	-232.357	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	5.652	3.338	16.200	O.K !!	149.913	-240.984	355.000	O.K !!
1+2+4	2.072	1.194	16.200	O.K !!	115.579	-147.110	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	7.129	4.106	16.200	O.K !!	133.467	-243.174	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	6.376	3.129	16.200	O.K !!	149.716	-238.861	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	6.274	3.853	16.200	O.K !!	142.472	-241.245	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.910	2.367	16.200	O.K !!	166.203	-236.886	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	4.157	1.390	16.200	O.K !!	182.452	-232.573	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.663	3.345	16.200	O.K !!	149.953	-241.199	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 3] : 절점 43 로 부터 이격거리 0.618 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	4,858.021
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,182.759
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	45.143
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,114.499
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	359.008
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	162.647
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	9.808
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	380.569
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	88.183
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	3.748
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	121.537
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	457.685

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

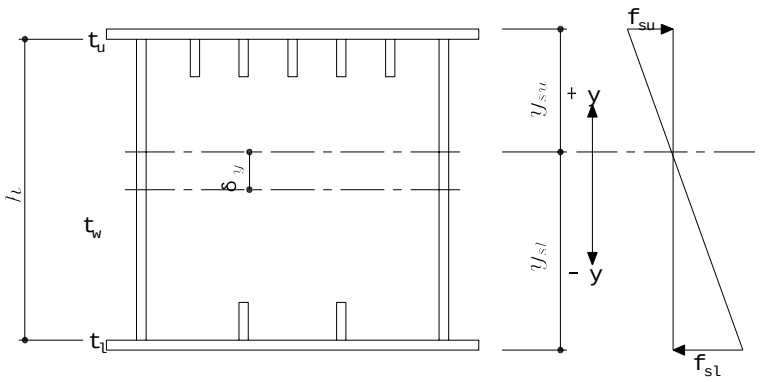
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 4,858.021×913.1/67,889,337,493.8 = **65.341** MPa

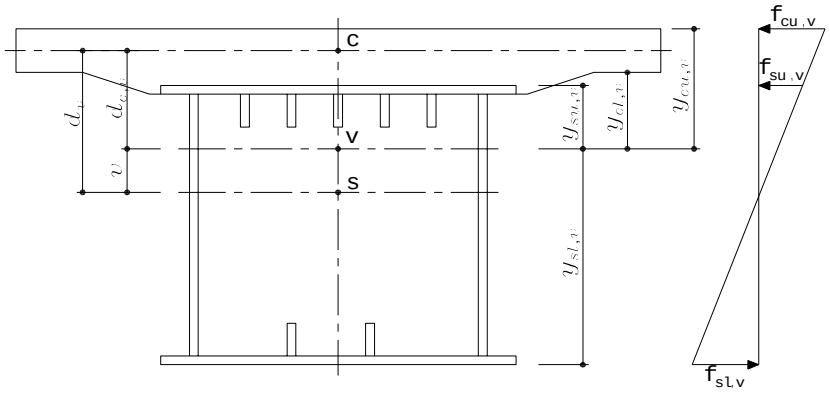
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 4,858.021×-908.9/67,889,337,493.8 = **-65.038** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 359.008 / 43,200.0 + 88.183 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **9.152** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,182.759×286.0/145,293,565,088.8 = **4.297** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,182.759×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-23.075** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,182.759×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.215** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,182.759×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.700** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$U = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 162.647 / 43,200.0 + 3.748 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **3.800** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,114.499×286.0/145,293,565,088.8 = **8.100** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,114.499×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-43.497** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,114.499×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **2.290** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,114.499×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.319** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 380.569 / 43,200.0 + 457.685 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **13.134** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 45.143×286.0/145,293,565,088.8 = **0.089** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 45.143×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.477** MPa

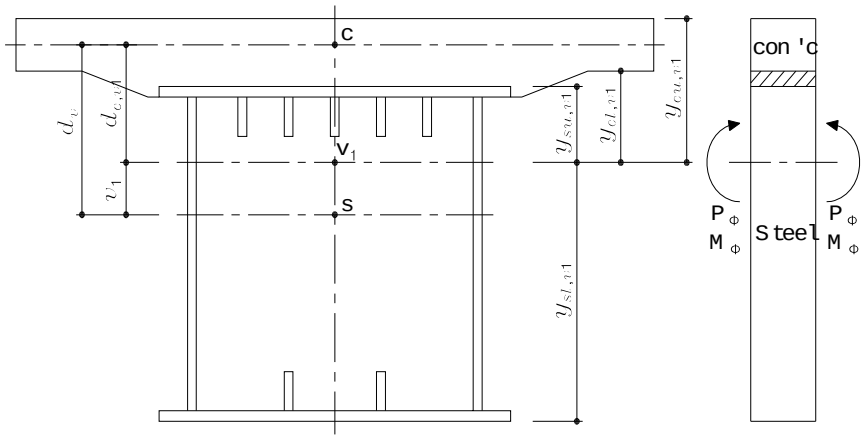
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 45.143×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.025** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 45.143×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.014** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 9.808 / 43,200.0 + 121.537 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **1.375** 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 = 0.236 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,182.8 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 1.073E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 1,072,859.7 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.073E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 1,072,859.7 × 630.1 = 6.760E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,182.759×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 1.215 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,182.759×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.700 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}072{,}859.7/193{,}937.1 + 0.236 \times 676{,}047{,}004.3 \times 750.1/122{,}409{,}033{,}764.6)$

$- 13{,}902.0 \times 1.215 \times 2.0/27{,}804.0 = \mathbf{-0.750}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}072{,}859.7/193{,}937.1 + 0.236 \times 676{,}047{,}004.3 \times 510.1/122{,}409{,}033{,}764.6)$

$- 13{,}902.0 \times 0.700 \times 2.0/27{,}804.0 = \mathbf{-0.257}$ MPa

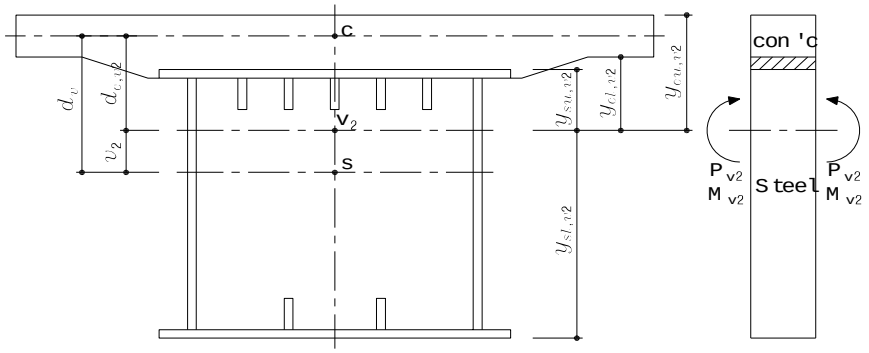
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}072{,}859.7/193{,}937.1 + 0.236 \times 676{,}047{,}004.3 \times 470.1/122{,}409{,}033{,}764.6 = \mathbf{6.146}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}072{,}859.7/193{,}937.1 + 0.236 \times 676{,}047{,}004.3 \times -1{,}351.9/122{,}409{,}033{,}764.6 = \mathbf{3.768}$ 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (\ 67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2\ ) + (\ 5,379,840,000.0/21.0$

$+ 1,120,800.0/21.0 \times 730.7^2\ ) = 1.100E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,954,108.6 \times 850.7 = 2.158E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.236\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3)$

$- 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.607}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.236\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3)$

$- 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.660}$ MPa

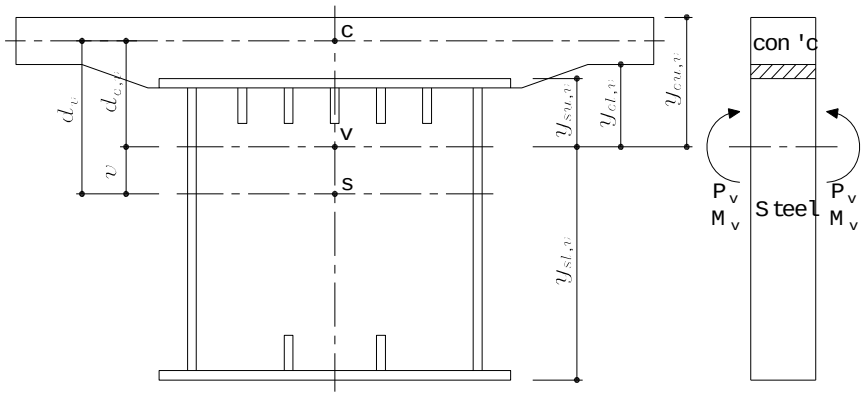
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.236\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{20.309}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.236\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{11.860}$ 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.236×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.052** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.236×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.150** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.236×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **15.193** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.236×1,756,785,060.6×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **9.987** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 902.224/43,200.0 + 88.183/104,835,168.0 + 461.432/105,827,533.7 = 26.086$ MPa

※ υ = 26.1 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 531.463/43,200.0 + 88.183/104,835,168.0 + 125.285/105,827,533.7 = 14.327$ MPa

※ υ = 14.3 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 907.128/43,200.0 + 88.183/104,835,168.0 + 522.201/105,827,533.7 = 26.774$ MPa

※ υ = 26.8 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 (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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0\cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	65.341	-65.038	135.100	215.000
1+2+3	3.505	2.019	10.800	10.800	77.737	-131.610	215.000	215.000
1+2+3+5	2.755	1.762	10.800	10.800	83.883	-127.842	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.148	0.102	10.800	10.800	104.192	-115.982	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.096	-1.048	12.420	2.174	119.385	-105.995	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.200	1.252	12.420	12.420	88.999	-125.969	279.500	247.250
1+2+4	1.240	0.714	12.960	12.960	69.727	-88.590	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.517	2.026	13.500	13.500	77.782	-131.848	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.767	1.769	13.500	13.500	83.927	-128.081	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.161	0.109	13.500	13.500	104.236	-116.221	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.109	-1.041	14.580	2.552	119.429	-106.234	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.212	1.259	14.580	14.580	89.044	-126.207	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	0.234	0.092	0.044	0.044	0.277	0.135	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.131	0.375	0.044	0.044	0.174	0.418	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.115	0.354	0.044	0.044	0.159	0.397	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.178	0.291	0.044	0.044	0.221	0.335	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.182	0.184	0.044	0.044	0.226	0.227	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.101	0.260	0.044	0.044	0.145	0.303	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.073	0.118	0.009	0.009	0.082	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.084	0.241	0.029	0.029	0.113	0.270	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.098	0.227	0.029	0.029	0.127	0.256	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.150	0.187	0.029	0.029	0.180	0.216	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.169	0.134	0.029	0.029	0.199	0.163	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.094	0.189	0.029	0.029	0.123	0.218	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{65.341}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{26.086}{125.000}\right)^2 = 0.234 + 0.044 = 0.277 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-131.610}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{26.086}{125.000}\right)^2 = 0.375 + 0.044 = 0.418 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 65.341) = 1.81 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

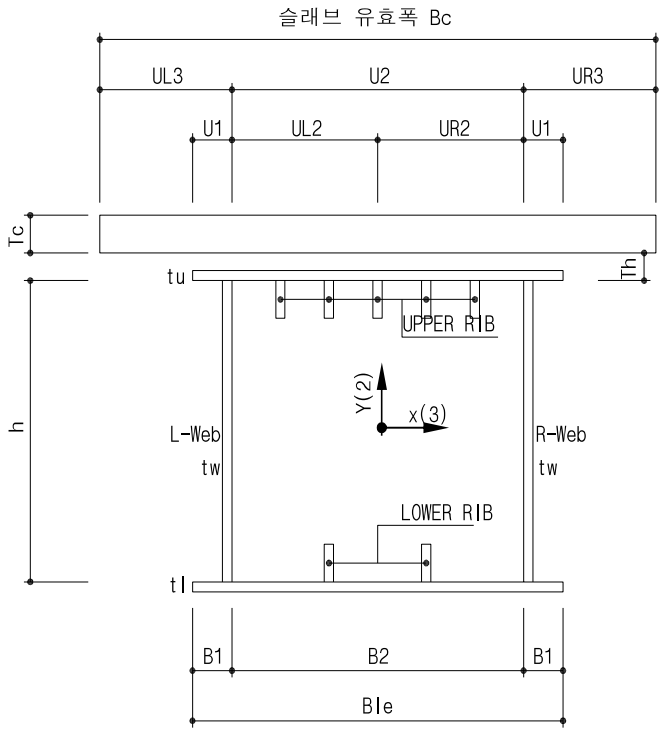
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	84.943	-84.549	355.000	O.K !!
1+2+3	6.502	3.745	16.200	O.K !!	107.943	-208.065	355.000	O.K !!
1+2+3+7	7.554	4.895	16.200	O.K !!	123.136	-218.052	355.000	O.K !!
1+2+3+5	5.753	3.488	16.200	O.K !!	114.089	-204.297	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.146	1.828	16.200	O.K !!	134.398	-192.437	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	3.094	0.679	16.200	O.K !!	149.591	-182.450	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	5.198	2.978	16.200	O.K !!	119.205	-202.424	355.000	O.K !!
1+2+4	1.604	0.924	16.200	O.K !!	90.618	-115.024	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	6.515	3.752	16.200	O.K !!	107.988	-208.303	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	5.463	2.603	16.200	O.K !!	123.180	-198.316	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	5.765	3.495	16.200	O.K !!	114.133	-204.536	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.158	1.836	16.200	O.K !!	134.442	-192.676	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	3.107	0.686	16.200	O.K !!	149.635	-182.689	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.210	2.985	16.200	O.K !!	119.250	-202.662	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 4] : 절점 44 로 부터 이격거리 3.086 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	=	1,809.0	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	989.804
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	382.972
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	47.903
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	2,950.930
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	685.557
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	322.769
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	4.813
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	514.881
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	108.728
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-147.429
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	199.222
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	648.807

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

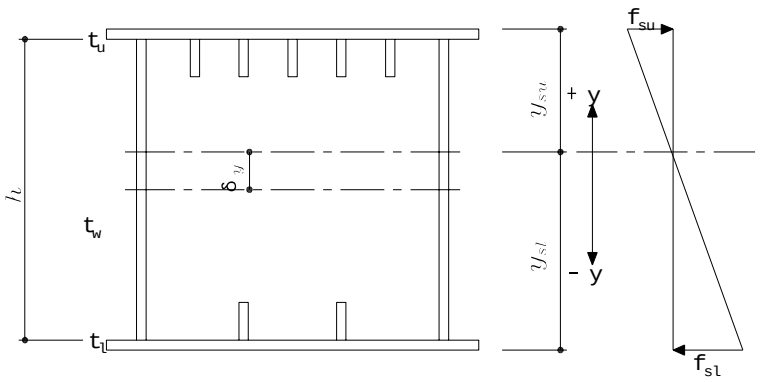
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	909.5	2.401E+07	2.184E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	829.5	8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
R - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-829.5	-8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-910.5	-2.884E+07	2.626E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		122,496.0	-	-4.834E+06	6.255E+10	1.188E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,074.5	1.204E+09	1.294E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.204E+09	1.294E+12	5.380E+09

※ A_s = 122,496.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,833,840.0 / 122,496.0 = -39.461 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,809.0 / 2 + 10.0 - -39.461 = 953.961 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,809.0 / 2 + 12.0 + -39.461 } = -877.039 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,879,811,418.0 + 62,550,342,570.0 - 122,496.0 × -39.461² = 7.424E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 989.804×954.0/74,239,404,827.7 = **12.719** MPa

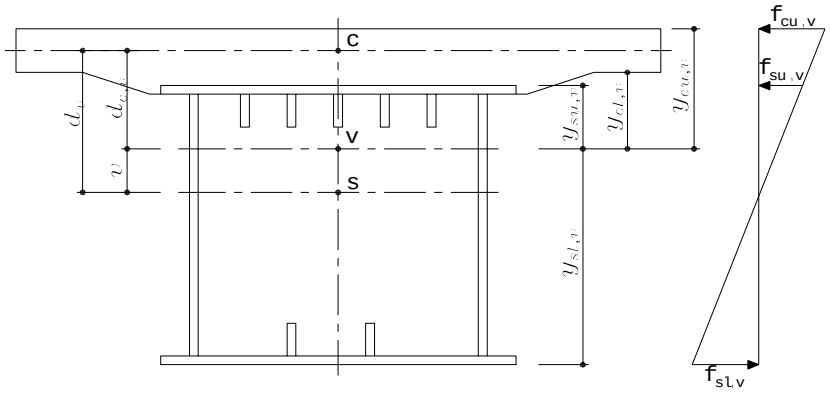
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 989.804×-877.0/74,239,404,827.7 = **-11.693** MPa

▪ 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.390E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 685.557 / 43,416.0 + 108.728 / (2 × 4,389,840.0 × 12.0) = **16.822** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 122,496.0 + 160,114.3 = 282,610.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 954.0 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,114.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,114.0 / 282,610.3 = 631.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,114.0 - 631.1 = 482.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 74,239,404,827.7+122,496.0×631.1² +768,548,571.4+160,114.3×482.8² = 1.611E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 954.0 - 631.1 = 322.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -877.0 - 631.1 = -1,508.2 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 482.8 + 240.0 / 2 = 602.8 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 602.8 - 240.0 = 362.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 382.972×322.8/161,127,980,857.7 = **0.767** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 382.972×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-3.585** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 382.972×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.205** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 382.972×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.123** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.431E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 322.769 / 43,416.0 + 147.429 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **8.821** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,950.930×322.8/161,127,980,857.7 = **5.913** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,950.930×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-27.621** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,950.930×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **1.577** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,950.930×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.949** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 514.881 / 43,416.0 + 648.807 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **17.960** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 47.903×322.8/161,127,980,857.7 = **0.096** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 47.903×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-0.448** MPa

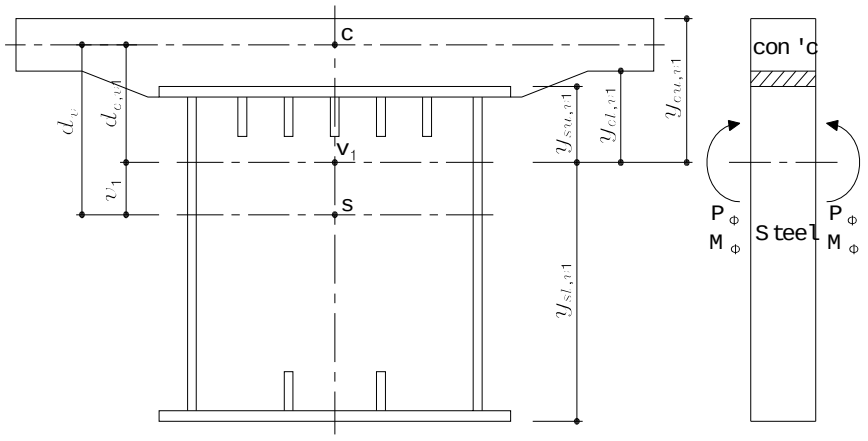
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 47.903×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.026** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 47.903×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.015** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 4.813 / 43,416.0 + 199.222 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **1.984** 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 = 0.007 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 122,496.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 2.026E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,114.0 / 202,553.1 = 440.3 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,114.0 - 440.3 = 673.7 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (74,239,404,827.7 + 122,496.0×440.3²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 673.7²) = 1.347E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 954.0 - 440.3 = 513.7 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -877.0 - 440.3 = -1,317.3 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 673.7 + 240.0 / 2 = 793.7 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 793.7 - 240.0 = 553.7 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 383.0 × 482.8 × 1,120,800.0 / (7.0 × 161,127,980,857.7) = 1.838E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 183,751.0 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.838E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 183,751.0 × 673.7 = 1.238E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 382.972×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = 0.205 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 382.972×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = 0.123 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (183,751.0/202,553.1 + 0.007 \times 123,789,186.4 \times 793.7/134,702,740,890.7)$

$- 13,902.0 \times 0.205 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.140}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (183,751.0/202,553.1 + 0.007 \times 123,789,186.4 \times 553.7/134,702,740,890.7)$

$- 13,902.0 \times 0.123 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.058}$ MPa

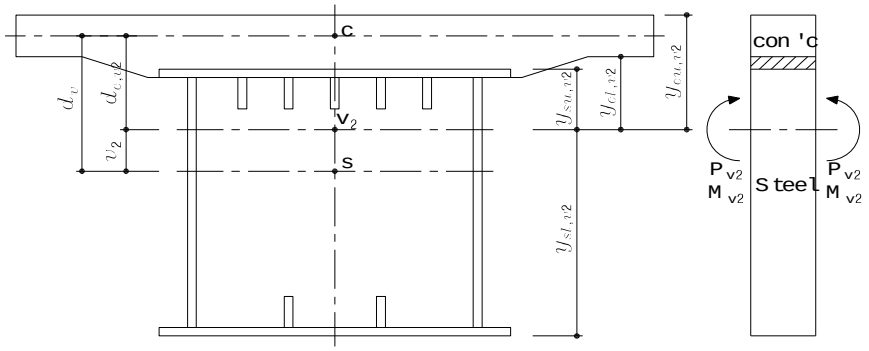
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 183,751.0/202,553.1 + 0.007 \times 123,789,186.4 \times 513.7/134,702,740,890.7 = \mathbf{0.911}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 183,751.0/202,553.1 + 0.007 \times 123,789,186.4 \times -1,317.3/134,702,740,890.7 = \mathbf{0.898}$ 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

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 122,496.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.759E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,120,800.0/21.0)×1,114.0 / 175,867.4 = 338.1 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,114.0 - 338.1 = 775.9 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (74,239,404,827.7 + 122,496.0×338.1²) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 × 775.9²) = 1.206E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 954.0 - 338.1 = 615.9 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -877.0 - 338.1 = -1,215.1 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 775.9 + 240.0 / 2 = 895.9 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 895.9 - 240.0 = 655.9 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 × 895.9 = 2.292E+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)×(2,954,108.6/175,867.4 + 0.007×2,292,097,110.0×895.9/120,625,800,204.4) - 9,761.9×0.000270 = **-1.830** 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)×(2,954,108.6/175,867.4 + 0.007×2,292,097,110.0×895.9/120,625,800,204.4) - 9,761.9×0.000270 = **-1.831** MPa

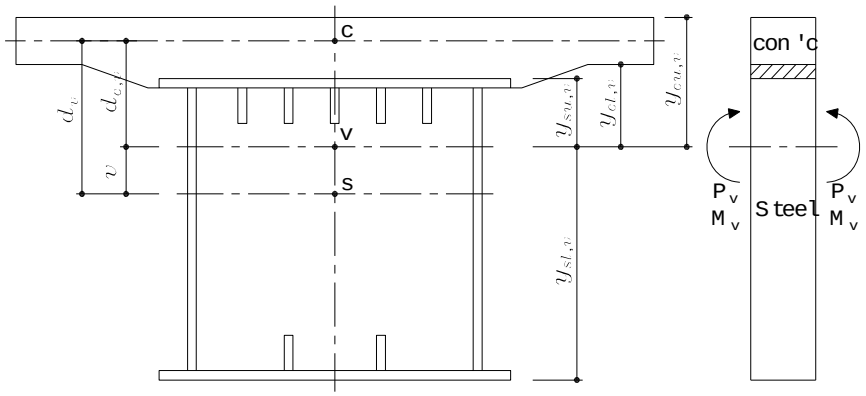
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/175,867.4 + 0.007×2,292,097,110.0×615.9/120,625,800,204.4 = **16.885** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/175,867.4 + 0.007×2,292,097,110.0×-1,215.1/120,625,800,204.4 = **16.625** 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,120,800.0 / 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 × 482.8 = 1.902E+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)×(3,938,811.4/282,610.3 + 0.007×1,901,819,078.0×602.8/161,127,980,857.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.338** 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)×(3,938,811.4/282,610.3 + 0.007×1,901,819,078.0×362.8/161,127,980,857.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.341** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/282,610.3+0.007×1,901,819,078.0×322.8/161,127,980,857.7 = **13.966** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/282,610.3+0.007×1,901,819,078.0×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **13.805** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,523.207/43,416.0 + 108.728/105,356,160.0 + 796.235/106,348,525.7 = 43.603$ MPa

※ υ = 43.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,013.139/43,416.0 + 108.728/105,356,160.0 + 346.650/106,348,525.7 = 27.627$ MPa

※ υ = 27.6 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,525.613/43,416.0 + 108.728/105,356,160.0 + 895.846/106,348,525.7 = 44.595$ MPa

※ υ = 44.6 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 135.1 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 137.5 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	-	-	-	-	12.719	-11.693	135.100	215.000
1+2+3	1.782	1.073	10.800	10.800	19.399	-42.899	215.000	215.000
1+2+3+5	1.642	1.014	10.800	10.800	20.309	-42.000	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.187	-0.817	1.890	1.890	37.194	-25.375	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.525	-2.158	2.174	2.174	51.160	-11.571	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.150	0.524	12.420	12.420	23.228	-39.180	279.500	247.250
1+2+4	0.230	0.139	12.960	12.960	13.582	-15.726	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.795	1.080	13.500	13.500	19.447	-43.123	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.655	1.022	13.500	13.500	20.357	-42.225	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.175	-0.809	2.363	2.363	37.242	-25.599	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.512	-2.150	2.552	2.552	51.208	-11.795	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.163	0.532	14.580	14.580	23.276	-39.404	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	0.009	0.003	0.122	0.122	0.131	0.125	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.008	0.040	0.122	0.122	0.130	0.161	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.007	0.038	0.122	0.122	0.128	0.160	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.023	0.014	0.122	0.122	0.144	0.136	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.034	0.002	0.122	0.122	0.155	0.124	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.007	0.025	0.122	0.122	0.129	0.147	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.003	0.004	0.034	0.034	0.037	0.038	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.005	0.026	0.081	0.081	0.087	0.107	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.006	0.025	0.081	0.081	0.087	0.106	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.019	0.009	0.081	0.081	0.101	0.091	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.031	0.002	0.081	0.081	0.113	0.083	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.006	0.018	0.081	0.081	0.088	0.100	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{51.160}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{43.603}{125.000}\right)^2 = 0.034 + 0.122 = 0.155 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-42.899}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{43.603}{125.000}\right)^2 = 0.040 + 0.122 = 0.161 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 1,809.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 12.719) = 4.11 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

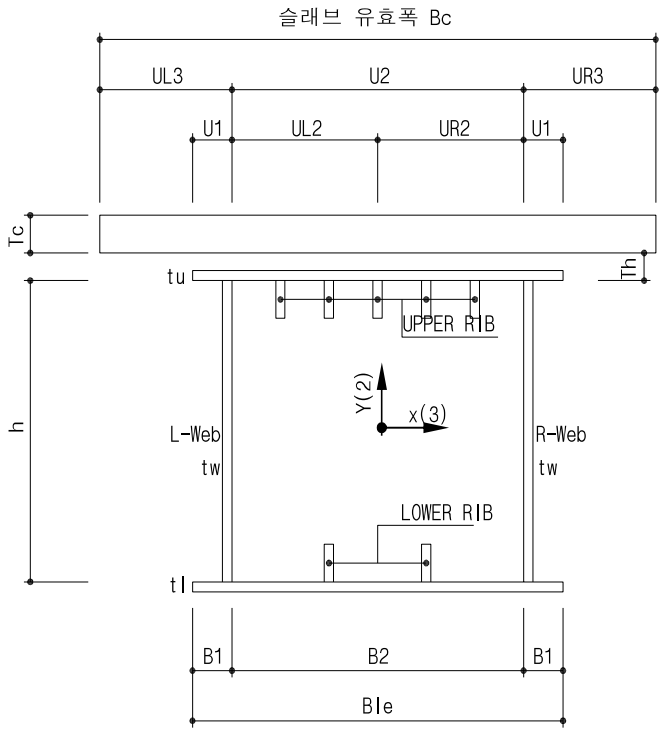
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	16.534	-15.201	355.000	O.K !!
1+2+3	3.657	2.201	16.200	O.K !!	30.244	-79.246	355.000	O.K !!
1+2+3+7	4.995	3.542	16.200	O.K !!	44.210	-93.050	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.518	2.143	16.200	O.K !!	31.155	-78.348	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.688	0.312	16.200	O.K !!	48.039	-61.722	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.350	-1.029	16.200	O.K !!	62.005	-47.918	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.026	1.653	16.200	O.K !!	34.074	-75.527	355.000	O.K !!
1+2+4	0.292	0.176	16.200	O.K !!	17.628	-20.310	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.670	2.209	16.200	O.K !!	30.292	-79.470	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.332	0.868	16.200	O.K !!	44.258	-65.665	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.530	2.151	16.200	O.K !!	31.203	-78.572	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.701	0.319	16.200	O.K !!	48.087	-61.947	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.363	-1.022	16.200	O.K !!	62.053	-48.142	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.038	1.660	16.200	O.K !!	34.122	-75.751	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 8] : 절점 50 로 부터 이격거리 4.320 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	2,348.659
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	997.753
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	47.918
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,512.653
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-225.002
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-100.417
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-8.915
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-367.570
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-47.025
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-11.814
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-87.338
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-387.154

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

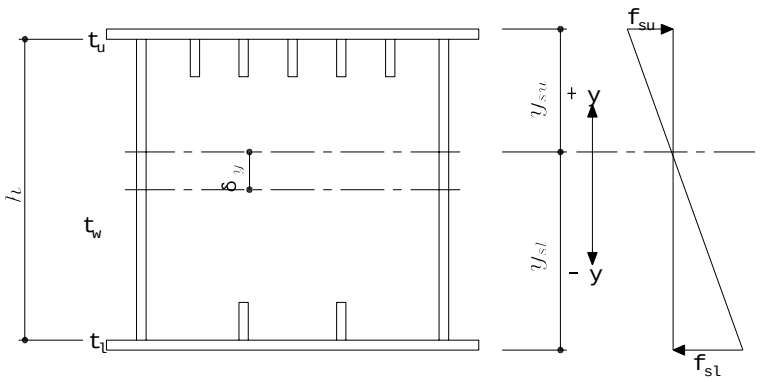
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,348.659×913.1/67,889,337,493.8 = **31.590** MPa

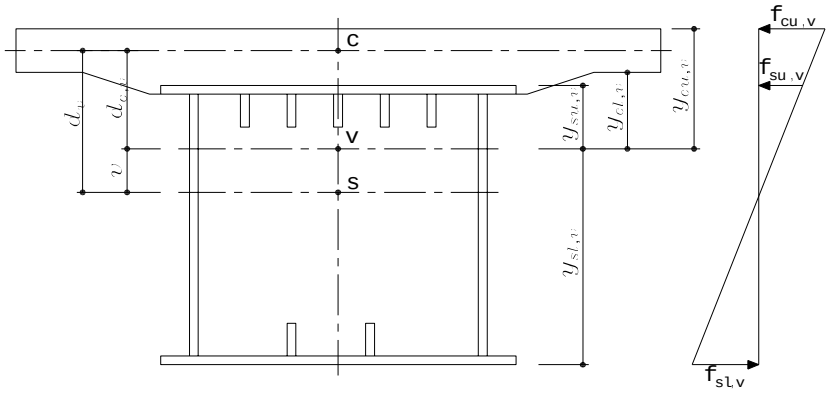
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,348.659×-908.9/67,889,337,493.8 = **-31.443** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 225.002 / 43,200.0 + 47.025 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **5.657** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 997.753×286.0/145,293,565,088.8 = **1.964** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 997.753×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-10.548** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 997.753×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.555** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 997.753×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.320** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 100.417 / 43,200.0 + 11.814 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **2.436** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,512.653×286.0/145,293,565,088.8 = **6.915** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,512.653×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-37.134** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,512.653×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.955** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,512.653×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.126** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 367.570 / 43,200.0 + 387.154 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **12.167** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 47.918×286.0/145,293,565,088.8 = **0.094** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 47.918×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.507** MPa

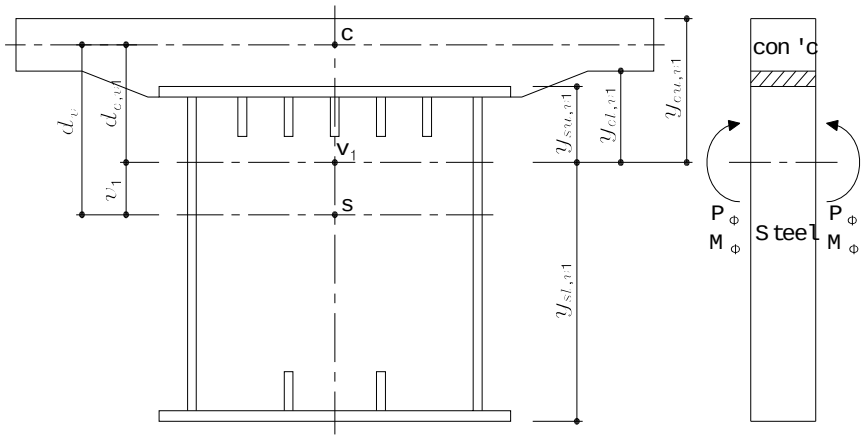
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 47.918×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.027** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 47.918×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.015** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 8.915 / 43,200.0 + 87.338 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **1.032** 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 = -0.116 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 997.8 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 4.904E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 490,411.2 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 4.904E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 490,411.2 × 630.1 = 3.090E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 997.753×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.555 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 997.753×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.320 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (490,411.2/193,937.1 + -0.116 \times 309,025,513.9 \times 750.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.555 \times 2.0/27,804.0 = -0.390$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (490,411.2/193,937.1 + -0.116 \times 309,025,513.9 \times 510.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.320 \times 2.0/27,804.0 = -0.150$ MPa

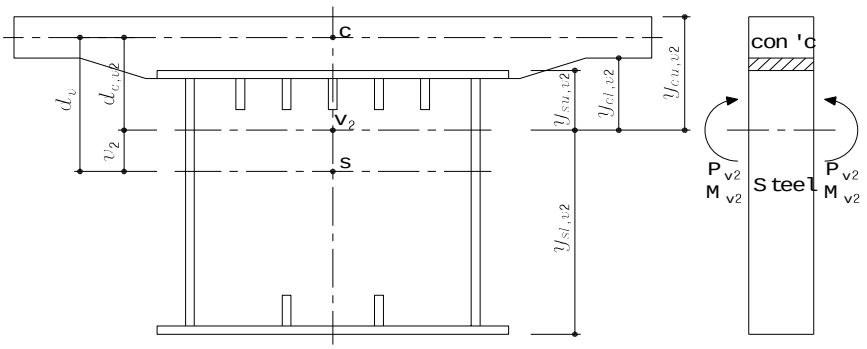
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 490,411.2/193,937.1 + -0.116 \times 309,025,513.9 \times 470.1/122,409,033,764.6 = 2.391$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 490,411.2/193,937.1 + -0.116 \times 309,025,513.9 \times -1,351.9/122,409,033,764.6 = 2.925$ 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 \times 730.7^2) = 1.100E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,954,108.6 \times 850.7 = 2.158E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + -0.116\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.887}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + -0.116\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.861}$ MPa

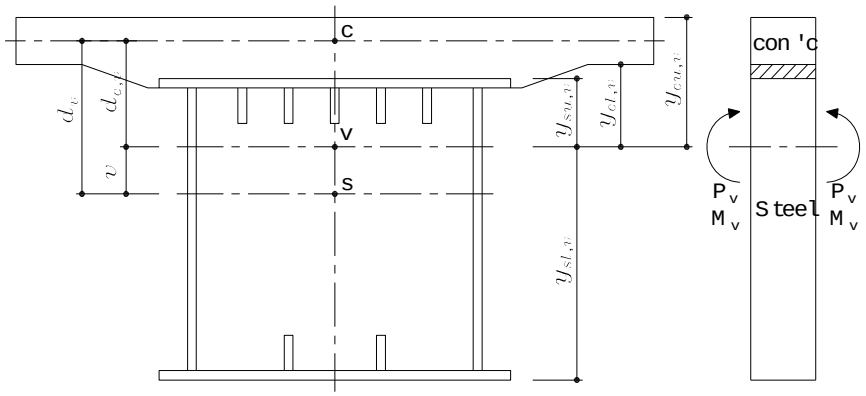
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + -0.116\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{16.363}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + -0.116\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{20.513}$ 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + −0.116×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.396** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + −0.116×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.348** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+−0.116×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **13.974** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+−0.116×1,756,785,060.6×−1,536.0/145,293,565,088.8 = **16.531** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 692.989/43,200.0 + 47.025/104,835,168.0 + 398.968/105,827,533.7 = 20.260$ MPa

※ υ = 20.3 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 334.334/43,200.0 + 47.025/104,835,168.0 + 99.152/105,827,533.7 = 9.125$ MPa

※ υ = 9.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 697.446/43,200.0 + 47.025/104,835,168.0 + 442.637/105,827,533.7 = 20.776$ MPa

※ υ = 20.8 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 (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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	31.590	-31.443	135.100	215.000
1+2+3	2.510	1.446	10.800	10.800	40.469	-79.125	215.000	215.000
1+2+3+5	2.120	1.296	10.800	10.800	42.860	-76.200	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.233	-0.565	10.800	1.890	59.223	-55.688	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.163	-1.913	2.174	2.174	73.197	-39.157	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.629	0.783	12.420	12.420	45.248	-72.219	279.500	247.250
1+2+4	0.582	0.335	12.960	12.960	33.648	-42.498	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.523	1.454	13.500	13.500	40.516	-79.378	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.133	1.304	13.500	13.500	42.907	-76.454	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.246	-0.557	13.500	2.363	59.270	-55.941	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.150	-1.905	2.552	2.552	73.244	-39.410	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.643	0.791	14.580	14.580	45.296	-72.472	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	0.055	0.021	0.026	0.026	0.081	0.048	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.035	0.135	0.026	0.026	0.062	0.162	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.030	0.126	0.026	0.026	0.056	0.152	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.057	0.067	0.026	0.026	0.084	0.093	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.069	0.025	0.026	0.026	0.095	0.051	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.026	0.085	0.026	0.026	0.052	0.112	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.017	0.027	0.004	0.004	0.021	0.031	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.023	0.087	0.018	0.018	0.040	0.105	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.025	0.081	0.018	0.018	0.043	0.099	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.049	0.043	0.018	0.018	0.066	0.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.064	0.018	0.018	0.018	0.081	0.036	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.024	0.062	0.018	0.018	0.042	0.080	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{73.197}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{20.260}{125.000}\right)^2 = 0.069 + 0.026 = 0.095 \leq 1.2$$ ····· O.K !!

[하 연]

$$\left(\frac{-79.125}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{20.260}{125.000}\right)^2 = 0.135 + 0.026 = 0.162 \leq 1.2$$ ····· 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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 31.590) = 2.61 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

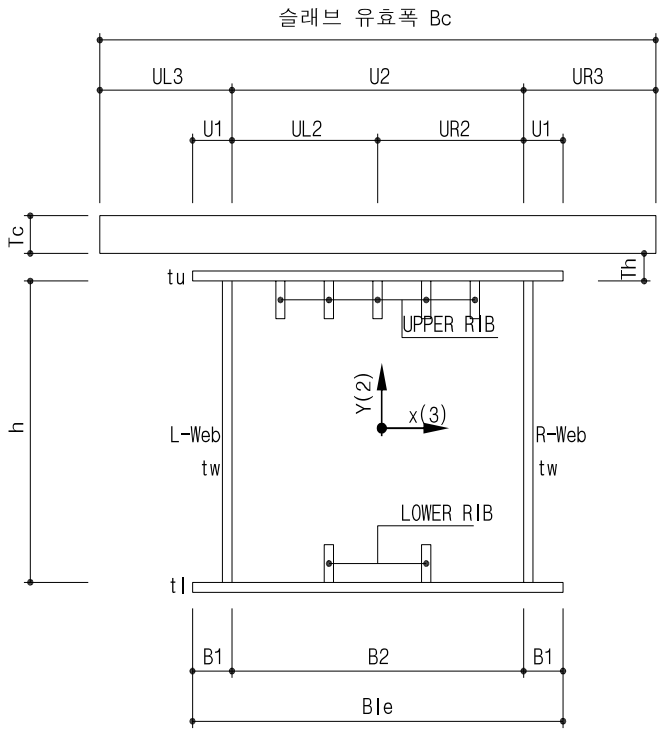
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	41.067	-40.876	355.000	O.K !!
1+2+3	4.925	2.837	16.200	O.K !!	58.487	-134.427	355.000	O.K !!
1+2+3+7	6.321	4.185	16.200	O.K !!	72.461	-150.958	355.000	O.K !!
1+2+3+5	4.535	2.687	16.200	O.K !!	60.878	-131.502	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	2.648	0.826	16.200	O.K !!	77.241	-110.989	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.251	-0.522	16.200	O.K !!	91.215	-94.458	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.044	2.174	16.200	O.K !!	63.267	-127.520	355.000	O.K !!
1+2+4	0.749	0.431	16.200	O.K !!	43.714	-55.095	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	4.938	2.844	16.200	O.K !!	58.534	-134.680	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	3.542	1.496	16.200	O.K !!	72.508	-118.149	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	4.548	2.694	16.200	O.K !!	60.925	-131.755	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	2.661	0.834	16.200	O.K !!	77.288	-111.243	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.265	-0.515	16.200	O.K !!	91.262	-94.712	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	4.057	2.182	16.200	O.K !!	63.314	-127.774	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 9] : 절점 52 로 부터 이격거리 0.617 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	2,839.373
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,251.578
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	47.200
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,563.642
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	65.691
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	18.059
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	9.391
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	344.685
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	20.082
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	1.629
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	81.368
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	385.603

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

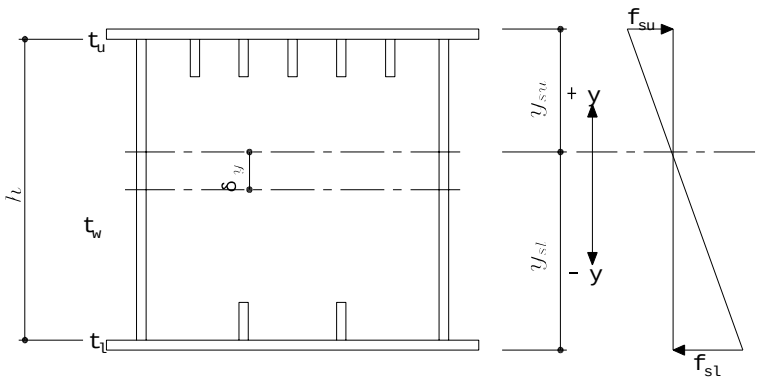
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,839.373×913.1/67,889,337,493.8 = **38.190** MPa

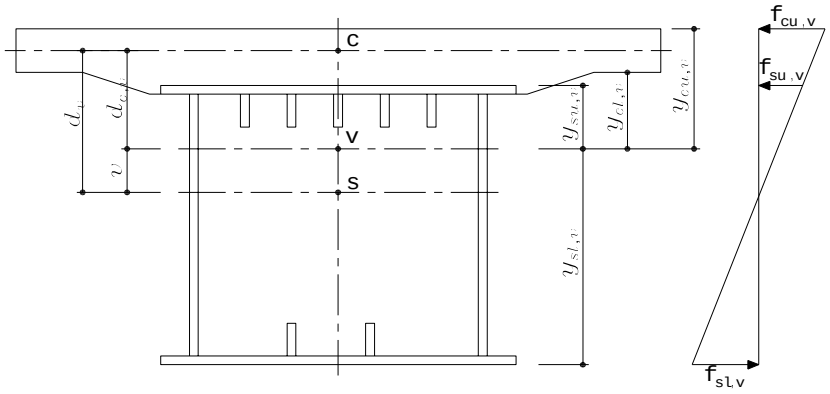
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,839.373×-908.9/67,889,337,493.8 = **-38.013** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 65.691 / 43,200.0 + 20.082 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **1.712** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,251.578×286.0/145,293,565,088.8 = **2.464** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,251.578×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-13.231** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,251.578×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.697** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,251.578×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.401** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 18.059 / 43,200.0 + 1.629 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **0.433** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,563.642×286.0/145,293,565,088.8 = **7.015** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,563.642×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-37.673** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,563.642×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.983** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,563.642×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.142** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 344.685 / 43,200.0 + 385.603 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **11.623** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 47.200×286.0/145,293,565,088.8 = **0.093** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 47.200×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.499** MPa

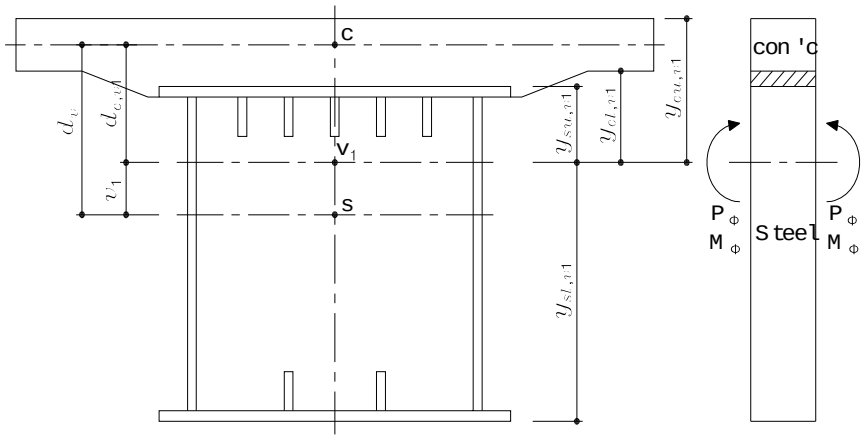
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 47.200×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.026** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 47.200×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.015** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 9.391 / 43,200.0 + 81.368 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **0.986** 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 = -0.039 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 1,251.6 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 6.152E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 615,169.8 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 6.152E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 615,169.8 × 630.1 = 3.876E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,251.578×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.697 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,251.578×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.401 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (615,169.8/193,937.1 + -0.039 \times 387,640,336.4 \times 750.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.697 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.477}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (615,169.8/193,937.1 + -0.039 \times 387,640,336.4 \times 510.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.401 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.179}$ MPa

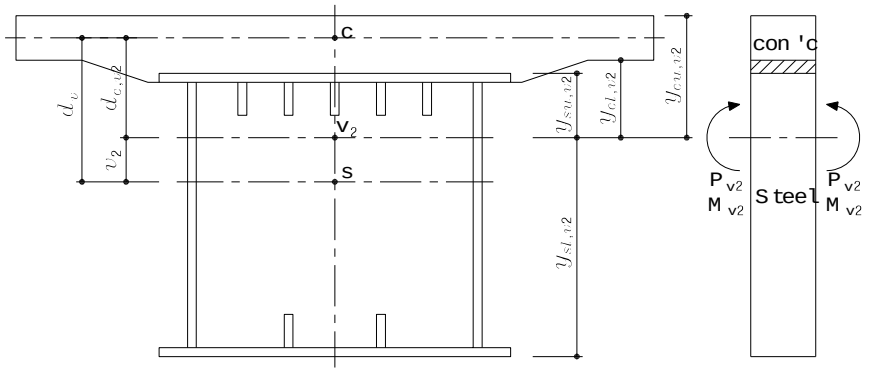
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 615,169.8/193,937.1 + -0.039 \times 387,640,336.4 \times 470.1/122,409,033,764.6 = \mathbf{3.114}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 615,169.8/193,937.1 + -0.039 \times 387,640,336.4 \times -1,351.9/122,409,033,764.6 = \mathbf{3.339}$ 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05\ mm^2$

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4\ mm$

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7\ mm$

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (\ 67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2\ ) + (\ 5,379,840,000.0/21.0$

$+ 1,120,800.0/21.0 \times 730.7^2\ ) = 1.100E+11\ mm^4$

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7\ mm$

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3\ mm$

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7\ mm$

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7\ mm$

▪ 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

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,954,108.6\times850.7 = 2.158E+09\ N\cdot mm$

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량을 계산하기 위해

$E_{c2} = E_s / n_2 = 205,000.0 / 21.0 = 9,761.905\ MPa$

▪ 바닥판 콘크리트의 응력변화량

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + -0.039\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3)$

$- 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.826}\ MPa$

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + -0.039\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3)$

$- 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.817}\ MPa$

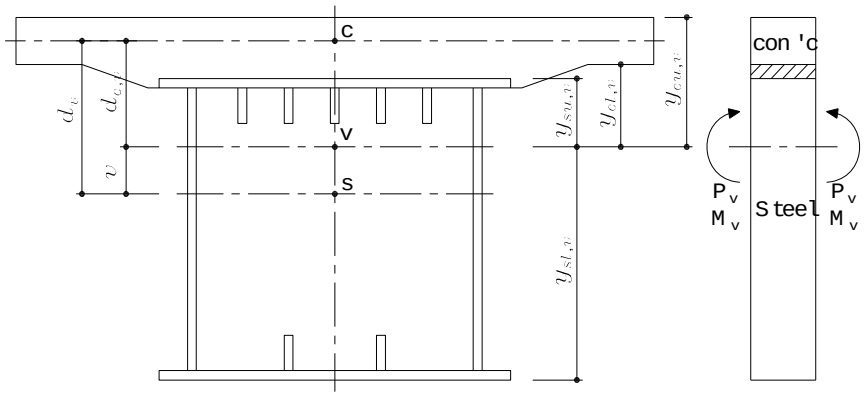
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + -0.039\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{17.225}\ MPa$

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + -0.039\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{18.622}\ MPa$



(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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,120,800.0 / 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + −0.039×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.321** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + −0.039×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.305** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+−0.039×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **14.240** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+−0.039×1,756,785,060.6×−1,536.0/145,293,565,088.8 = **15.101** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$$

$$= 428.434/43,200.0 + 20.082/104,835,168.0 + 387.232/105,827,533.7 = 13.768 \text{ MPa}$$

※ υ = 13.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$$

$$= 93.140/43,200.0 + 20.082/104,835,168.0 + 82.997/105,827,533.7 = 3.132 \text{ MPa}$$

※ υ = 3.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$$

$$= 433.130/43,200.0 + 20.082/104,835,168.0 + 427.916/105,827,533.7 = 14.261 \text{ MPa}$$

※ υ = 14.3 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u \cdot i \cdot n) - 23.0\}$ = 135.1 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220{,}000\{(t_u \cdot i \cdot n)/b\}^2$ = 137.5 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_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

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	-	-	-	-	38.190	-38.013	135.100	215.000
1+2+3	2.680	1.544	10.800	10.800	47.669	-88.917	215.000	215.000
1+2+3+5	2.203	1.364	10.800	10.800	50.783	-85.578	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.378	-0.453	10.800	1.890	68.008	-66.956	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.943	-1.757	2.174	2.174	82.249	-51.856	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.699	0.852	12.420	12.420	53.768	-82.057	279.500	247.250
1+2+4	0.723	0.416	12.960	12.960	40.747	-51.743	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.693	1.551	13.500	13.500	47.715	-89.167	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.216	1.372	13.500	13.500	50.829	-85.827	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.391	-0.445	13.500	2.363	68.055	-67.206	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.930	-1.750	2.552	2.552	82.295	-52.105	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.712	0.860	14.580	14.580	53.814	-82.307	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	0.080	0.031	0.012	0.012	0.092	0.043	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.049	0.171	0.012	0.012	0.061	0.183	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.042	0.158	0.012	0.012	0.054	0.171	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.076	0.097	0.012	0.012	0.088	0.109	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.087	0.044	0.012	0.012	0.099	0.056	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.037	0.110	0.012	0.012	0.049	0.122	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.025	0.040	0.000	0.000	0.025	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.032	0.110	0.008	0.008	0.040	0.118	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.036	0.102	0.008	0.008	0.044	0.110	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.064	0.063	0.008	0.008	0.072	0.071	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.080	0.032	0.008	0.008	0.089	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.034	0.080	0.008	0.008	0.043	0.089	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{82.249}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{13.768}{125.000}\right)^2 = 0.087 + 0.012 = 0.099 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-88.917}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{13.768}{125.000}\right)^2 = 0.171 + 0.012 = 0.183 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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_{min} = 자유돌출폭/16 = 119.0 / 16.0 = 7.4 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

t_{min} = $b/(46 \cdot i \cdot n)$ = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) t_{min} = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 !!

▪ 복 부 판 [수평보강재 사용단수 1 단] (☞ 도.설.기 3.8.4.1)

t_{min} = $b/(206\times1.200)$ = 1,800.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 38.190) = 2.37 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

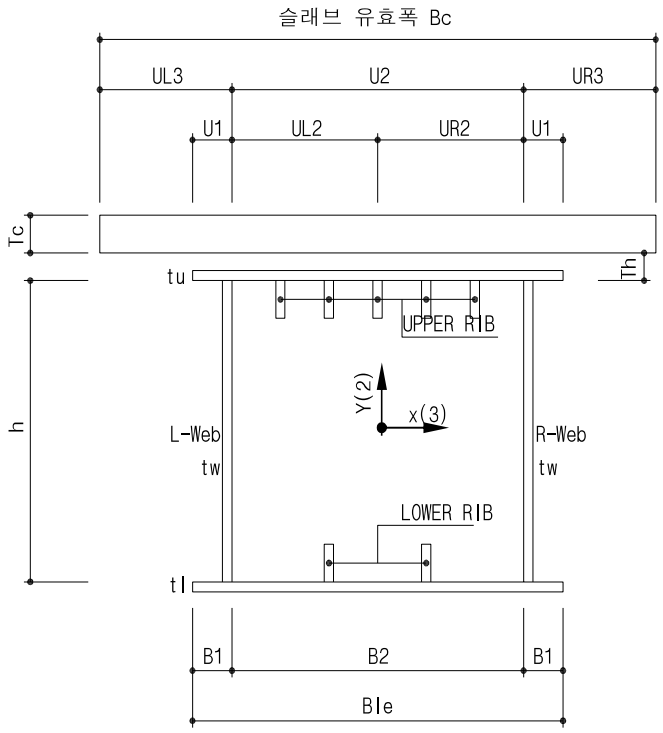
(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

- 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	-	-	-	-	49.647	-49.416	355.000	O.K !!
1+2+3	5.170	2.978	16.200	O.K !!	67.933	-147.615	355.000	O.K !!
1+2+3+7	6.491	4.282	16.200	O.K !!	82.173	-162.715	355.000	O.K !!
1+2+3+5	4.693	2.798	16.200	O.K !!	71.046	-144.275	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	2.867	0.982	16.200	O.K !!	88.272	-125.654	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.546	-0.323	16.200	O.K !!	102.512	-110.553	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.188	2.286	16.200	O.K !!	74.031	-140.755	355.000	O.K !!
1+2+4	0.932	0.537	16.200	O.K !!	52.943	-67.116	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	5.183	2.985	16.200	O.K !!	67.979	-147.864	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	3.862	1.680	16.200	O.K !!	82.219	-132.763	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	4.706	2.806	16.200	O.K !!	71.093	-144.525	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	2.880	0.989	16.200	O.K !!	88.318	-125.903	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.559	-0.316	16.200	O.K !!	102.559	-110.803	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	4.201	2.294	16.200	O.K !!	74.078	-141.004	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 10] : 절점 53 로 부터 이격거리 3.086 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	=	1,809.0	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	1,143.297
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	523.963
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	46.335
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	2,924.205
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	392.619
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	177.816
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	5.088
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	490.769
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	32.118
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-154.411
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-109.466
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-380.107

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

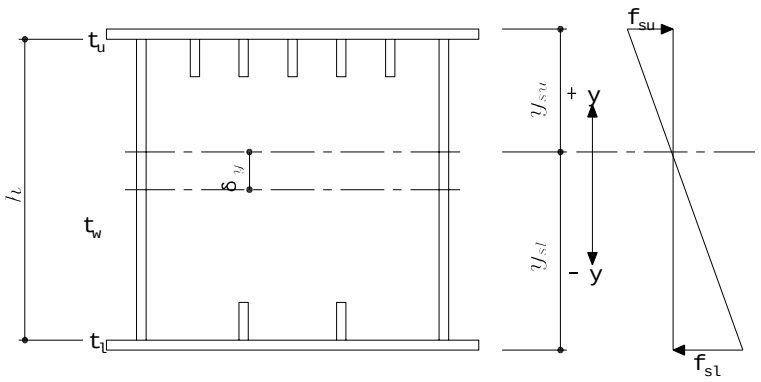
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	909.5	2.401E+07	2.184E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	829.5	8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
R - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-829.5	-8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-910.5	-2.884E+07	2.626E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		122,496.0	-	-4.834E+06	6.255E+10	1.188E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,074.5	1.204E+09	1.294E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.204E+09	1.294E+12	5.380E+09

※ A_s = 122,496.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,833,840.0 / 122,496.0 = -39.461 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,809.0 / 2 + 10.0 - -39.461 = 953.961 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,809.0 / 2 + 12.0 + -39.461 } = -877.039 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,879,811,418.0 + 62,550,342,570.0 - 122,496.0 × -39.461² = 7.424E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 1,143.297×954.0/74,239,404,827.7 = **14.691** MPa

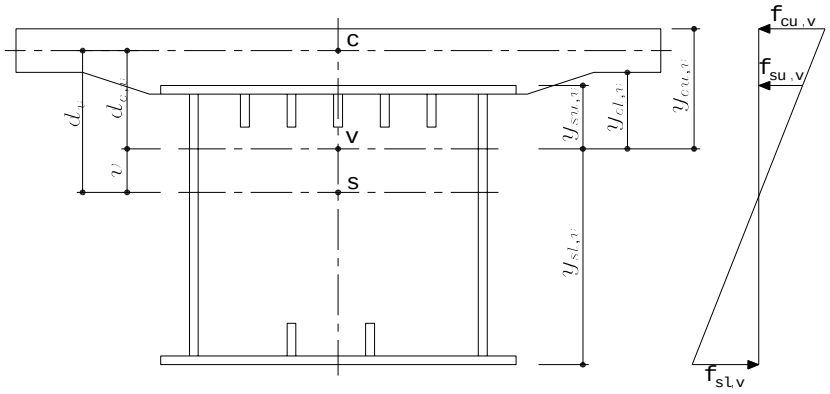
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 1,143.297×-877.0/74,239,404,827.7 = **-13.507** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.390E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 392.619 / 43,416.0 + 32.118 / (2 × 4,389,840.0 × 12.0) = **9.348** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 122,496.0 + 160,114.3 = 282,610.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 954.0 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,114.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,114.0 / 282,610.3 = 631.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,114.0 - 631.1 = 482.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 74,239,404,827.7+122,496.0×631.1² +768,548,571.4+160,114.3×482.8² = 1.611E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 954.0 - 631.1 = 322.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -877.0 - 631.1 = -1,508.2 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 482.8 + 240.0 / 2 = 602.8 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 602.8 - 240.0 = 362.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 523.963×322.8/161,127,980,857.7 = **1.050** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 523.963×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-4.904** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 523.963×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.280** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 523.963×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.169** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.431E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 177.816 / 43,416.0 + 154.411 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **5.548** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,924.205×322.8/161,127,980,857.7 = **5.859** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,924.205×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-27.371** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,924.205×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **1.563** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,924.205×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.941** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 490.769 / 43,416.0 + 380.107 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **14.878** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 46.335×322.8/161,127,980,857.7 = **0.093** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 46.335×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-0.434** MPa

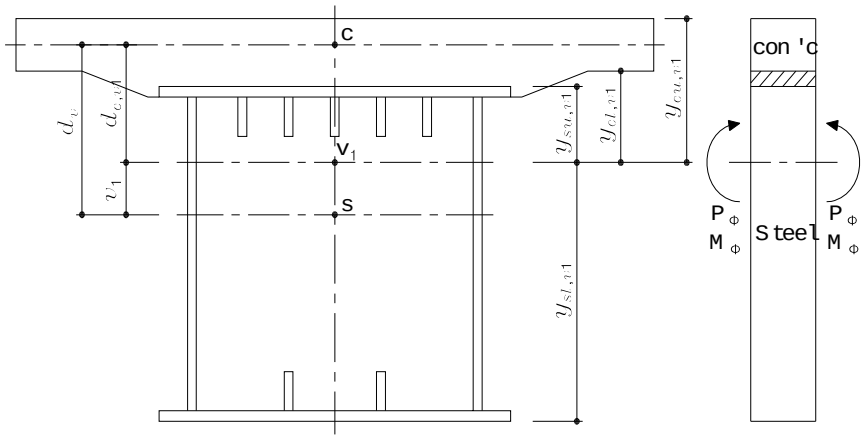
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 46.335×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.025** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 46.335×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.015** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 5.088 / 43,416.0 + 109.466 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **1.146** 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 = 0.053 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 122,496.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 2.026E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,114.0 / 202,553.1 = 440.3 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,114.0 - 440.3 = 673.7 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (74,239,404,827.7 + 122,496.0×440.3²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 673.7²) = 1.347E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 954.0 - 440.3 = 513.7 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -877.0 - 440.3 = -1,317.3 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 673.7 + 240.0 / 2 = 793.7 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 793.7 - 240.0 = 553.7 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 524.0 × 482.8 × 1,120,800.0 / (7.0 × 161,127,980,857.7) = 2.514E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 251,399.3 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 2.514E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 251,399.3 × 673.7 = 1.694E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 523.963×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = 0.280 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 523.963×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = 0.169 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (251,399.3/202,553.1 + 0.053 \times 169,362,441.5 \times 793.7/134,702,740,890.7)$

$- 13,902.0 \times 0.280 \times 2.0/27,804.0 = -0.188$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (251,399.3/202,553.1 + 0.053 \times 169,362,441.5 \times 553.7/134,702,740,890.7)$

$- 13,902.0 \times 0.169 \times 2.0/27,804.0 = -0.077$ MPa

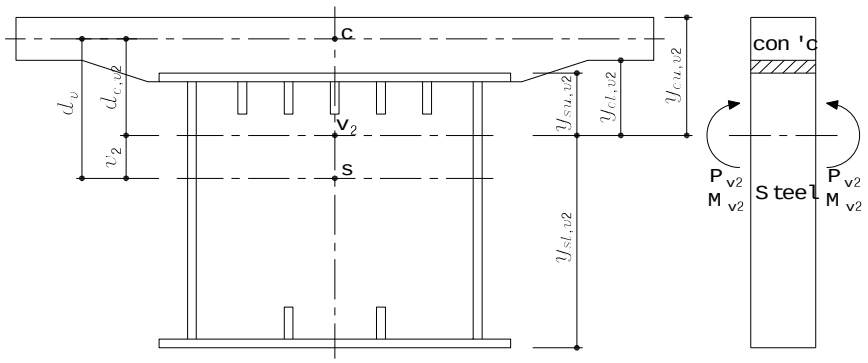
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 251,399.3/202,553.1 + 0.053 \times 169,362,441.5 \times 513.7/134,702,740,890.7 = 1.276$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 251,399.3/202,553.1 + 0.053 \times 169,362,441.5 \times -1,317.3/134,702,740,890.7 = 1.153$ 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 122,496.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.759E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,114.0 / 175,867.4 = 338.1$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,114.0 - 338.1 = 775.9$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (74,239,404,827.7 + 122,496.0\times338.1^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 \times 775.9^2) = 1.206E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 954.0 - 338.1 = 615.9$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -877.0 - 338.1 = -1,215.1$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 775.9 + 240.0 / 2 = 895.9$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 895.9 - 240.0 = 655.9$ 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

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,954,108.6 \times 895.9 = 2.292E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/175,867.4 + 0.053\times2,292,097,110.0\times895.9/120,625,800,204.4) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.793}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/175,867.4 + 0.053\times2,292,097,110.0\times895.9/120,625,800,204.4) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.804}$ MPa

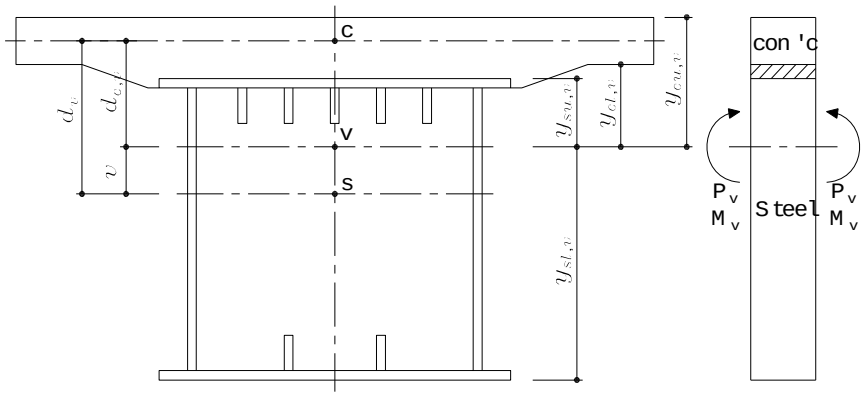
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/175,867.4 + 0.053\times2,292,097,110.0\times615.9/120,625,800,204.4 = \mathbf{17.422}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/175,867.4 + 0.053\times2,292,097,110.0\times-1,215.1/120,625,800,204.4 = \mathbf{15.565}$ 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 × 482.8 = 1.902E+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)×(3,938,811.4/282,610.3 + 0.053×1,901,819,078.0×602.8/161,127,980,857.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.291** 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)×(3,938,811.4/282,610.3 + 0.053×1,901,819,078.0×362.8/161,127,980,857.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.313** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/282,610.3+0.053×1,901,819,078.0×322.8/161,127,980,857.7 = **14.141** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/282,610.3+0.053×1,901,819,078.0×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **12.987** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$$

$$= 1{,}061.204/43{,}416.0 + 32.118/105{,}356{,}160.0 + 534.517/106{,}348{,}525.7 = 29.774 \text{ MPa}$$

※ υ = 29.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$$

$$= 575.522/43{,}416.0 + 32.118/105{,}356{,}160.0 + 263.877/106{,}348{,}525.7 = 16.042 \text{ MPa}$$

※ υ = 16.0 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$$

$$= 1{,}063.748/43{,}416.0 + 32.118/105{,}356{,}160.0 + 589.250/106{,}348{,}525.7 = 30.347 \text{ MPa}$$

※ υ = 30.3 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u \cdot i \cdot n) - 23.0\}$ = 135.1 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220{,}000\{(t_u \cdot i \cdot n)/b\}^2$ = 137.5 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_{ca} = 0.40 f_{ck} = 10.800 MPa (f_{ck} = 27.0 MPa 사용)

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	-	-	-	-	14.691	-13.507	135.100	215.000
1+2+3	1.843	1.109	10.800	10.800	21.600	-45.781	215.000	215.000
1+2+3+5	1.655	1.032	10.800	10.800	22.876	-44.629	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.137	-0.772	1.890	1.890	40.297	-29.063	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.428	-2.085	2.174	2.174	54.438	-16.076	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.154	0.541	12.420	12.420	26.157	-42.051	279.500	247.250
1+2+4	0.305	0.183	12.960	12.960	15.834	-18.845	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.855	1.117	13.500	13.500	21.646	-45.998	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.668	1.039	13.500	13.500	22.922	-44.845	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.125	-0.765	2.363	2.363	40.344	-29.280	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.416	-2.078	2.552	2.552	54.484	-16.293	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.166	0.548	14.580	14.580	26.203	-42.268	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	0.012	0.004	0.057	0.057	0.069	0.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.010	0.045	0.057	0.057	0.067	0.102	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.009	0.043	0.057	0.057	0.065	0.100	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.027	0.018	0.057	0.057	0.083	0.075	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.038	0.004	0.057	0.057	0.095	0.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.009	0.029	0.057	0.057	0.065	0.086	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.004	0.005	0.011	0.011	0.015	0.017	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.006	0.029	0.038	0.038	0.044	0.067	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.007	0.028	0.038	0.038	0.045	0.066	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.023	0.012	0.038	0.038	0.060	0.050	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.035	0.003	0.038	0.038	0.073	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.008	0.021	0.038	0.038	0.046	0.059	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{54.438}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{29.774}{125.000}\right)^2 = 0.038 + 0.057 = 0.095 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-45.781}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{29.774}{125.000}\right)^2 = 0.045 + 0.057 = 0.102 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 1,809.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 14.691) = 3.83 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

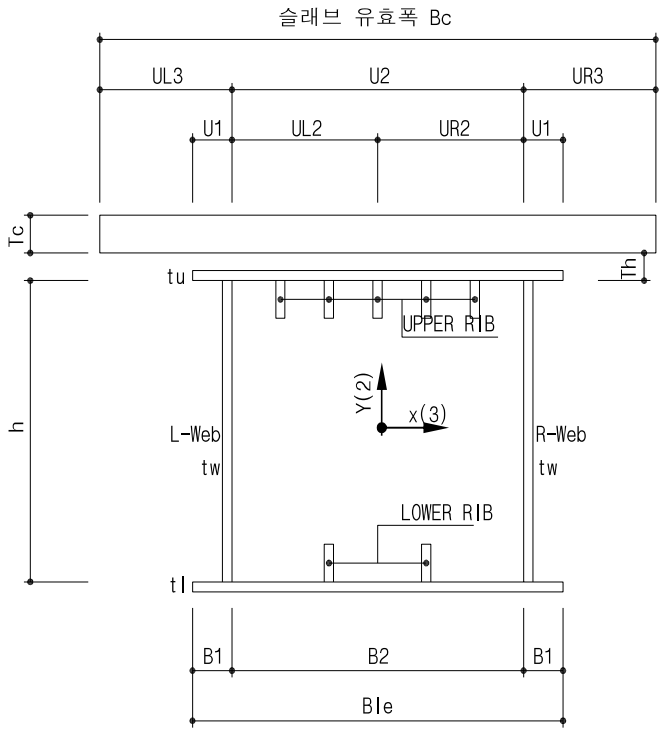
(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

- 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	-	-	-	-	19.098	-17.558	355.000	O.K !!
1+2+3	3.724	2.242	16.200	O.K !!	33.060	-82.781	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.016	3.554	16.200	O.K !!	47.201	-95.768	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.537	2.164	16.200	O.K !!	34.336	-81.628	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.744	0.360	16.200	O.K !!	51.758	-66.063	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.453	-0.953	16.200	O.K !!	65.898	-53.075	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.035	1.673	16.200	O.K !!	37.617	-79.050	355.000	O.K !!
1+2+4	0.389	0.234	16.200	O.K !!	20.556	-24.368	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.737	2.249	16.200	O.K !!	33.107	-82.998	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.446	0.936	16.200	O.K !!	47.247	-70.010	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.549	2.172	16.200	O.K !!	34.382	-81.845	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.757	0.368	16.200	O.K !!	51.804	-66.280	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.465	-0.945	16.200	O.K !!	65.945	-53.292	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.048	1.680	16.200	O.K !!	37.663	-79.267	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 13] : 절점 58 로 부터 이격거리 1.852 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	=	1,809.0	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	1,145.619
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	525.433
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	45.297
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	2,925.720
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-392.764
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-177.922
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-5.249
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-490.833
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-32.129
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	154.571
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	109.647
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	380.341

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

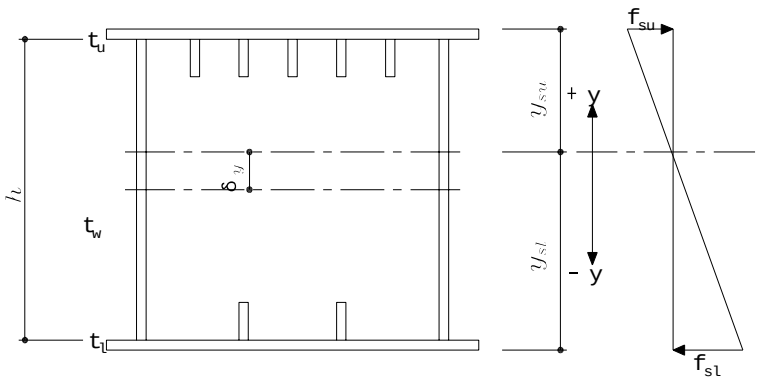
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	909.5	2.401E+07	2.184E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	829.5	8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
R - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-829.5	-8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-910.5	-2.884E+07	2.626E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		122,496.0	-	-4.834E+06	6.255E+10	1.188E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,074.5	1.204E+09	1.294E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.204E+09	1.294E+12	5.380E+09

※ A_s = 122,496.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,833,840.0 / 122,496.0 = -39.461 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,809.0 / 2 + 10.0 - -39.461 = 953.961 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 1,809.0 / 2 + 12.0 + -39.461 } = -877.039 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,879,811,418.0 + 62,550,342,570.0 - 122,496.0 × -39.461² = 7.424E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 1,145.619×954.0/74,239,404,827.7 = **14.721** MPa

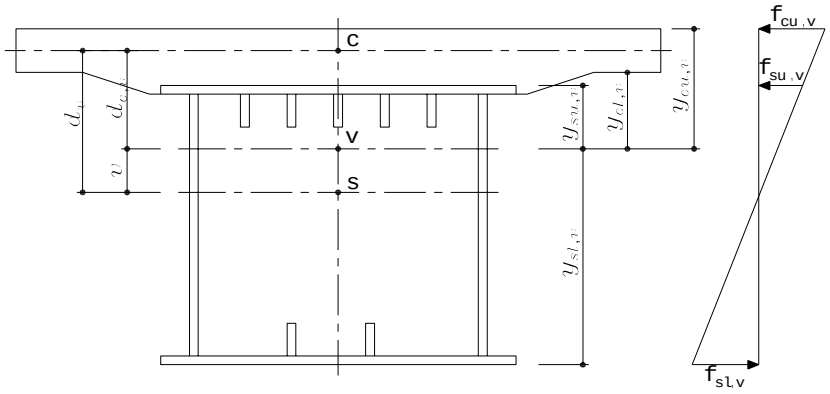
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 1,145.619×-877.0/74,239,404,827.7 = **-13.534** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.390E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 392.764 / 43,416.0 + 32.129 / (2 × 4,389,840.0 × 12.0) = **9.351** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 122,496.0 + 160,114.3 = 282,610.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 954.0 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,114.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,114.0 / 282,610.3 = 631.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,114.0 - 631.1 = 482.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 74,239,404,827.7+122,496.0×631.1² +768,548,571.4+160,114.3×482.8² = 1.611E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 954.0 - 631.1 = 322.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -877.0 - 631.1 = -1,508.2 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 482.8 + 240.0 / 2 = 602.8 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 602.8 - 240.0 = 362.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 525.433×322.8/161,127,980,857.7 = **1.053** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 525.433×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-4.918** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 525.433×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.281** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 525.433×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.169** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.431E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 177.922 / 43,416.0 + 154.571 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **5.552** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,925.720×322.8/161,127,980,857.7 = **5.862** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,925.720×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-27.385** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,925.720×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **1.564** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,925.720×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.941** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 490.833 / 43,416.0 + 380.341 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **14.882** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 45.297×322.8/161,127,980,857.7 = **0.091** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 45.297×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-0.424** MPa

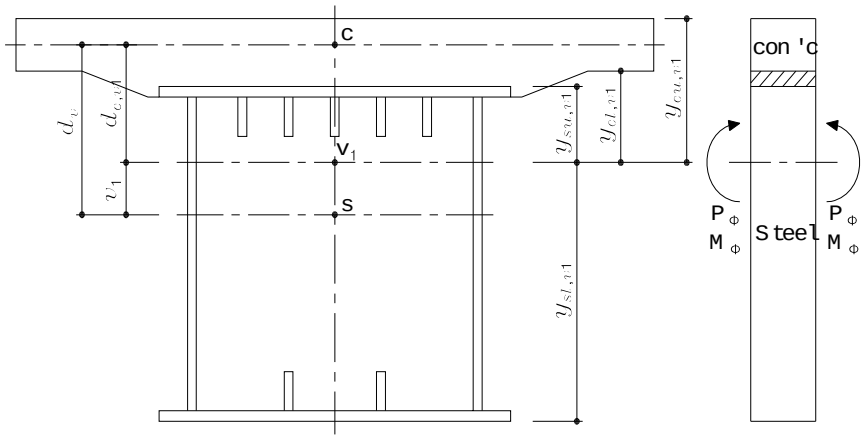
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 45.297×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.024** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 45.297×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.015** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 5.249 / 43,416.0 + 109.647 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **1.152** 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 = 0.053 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 122,496.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 2.026E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,114.0 / 202,553.1 = 440.3 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,114.0 - 440.3 = 673.7 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (74,239,404,827.7 + 122,496.0×440.3²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 673.7²) = 1.347E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 954.0 - 440.3 = 513.7 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -877.0 - 440.3 = -1,317.3 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 673.7 + 240.0 / 2 = 793.7 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 793.7 - 240.0 = 553.7 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 525.4 × 482.8 × 1,120,800.0 / (7.0 × 161,127,980,857.7) = 2.521E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 252,104.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 2.521E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 252,104.4 × 673.7 = 1.698E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 525.433×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = 0.281 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 525.433×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = 0.169 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (252,104.4/202,553.1 + 0.053 \times 169,837,458.3 \times 793.7/134,702,740,890.7)$

$- 13,902.0 \times 0.281 \times 2.0/27,804.0 = -0.188$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (252,104.4/202,553.1 + 0.053 \times 169,837,458.3 \times 553.7/134,702,740,890.7)$

$- 13,902.0 \times 0.169 \times 2.0/27,804.0 = -0.077$ MPa

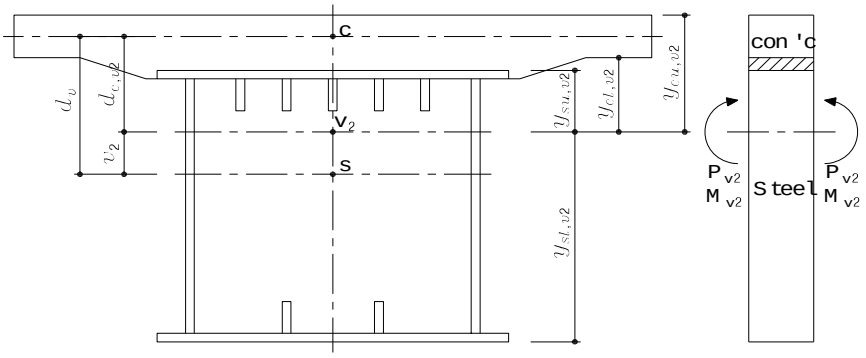
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 252,104.4/202,553.1 + 0.053 \times 169,837,458.3 \times 513.7/134,702,740,890.7 = 1.279$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 252,104.4/202,553.1 + 0.053 \times 169,837,458.3 \times -1,317.3/134,702,740,890.7 = 1.156$ 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

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 122,496.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.759E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,120,800.0/21.0)×1,114.0 / 175,867.4 = 338.1 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,114.0 - 338.1 = 775.9 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (74,239,404,827.7 + 122,496.0×338.1²) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 × 775.9²) = 1.206E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 954.0 - 338.1 = 615.9 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -877.0 - 338.1 = -1,215.1 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 775.9 + 240.0 / 2 = 895.9 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 895.9 - 240.0 = 655.9 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 × 895.9 = 2.292E+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)×(2,954,108.6/175,867.4 + 0.053×2,292,097,110.0×895.9/120,625,800,204.4) - 9,761.9×0.000270 = **-1.793** 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)×(2,954,108.6/175,867.4 + 0.053×2,292,097,110.0×895.9/120,625,800,204.4) - 9,761.9×0.000270 = **-1.804** MPa

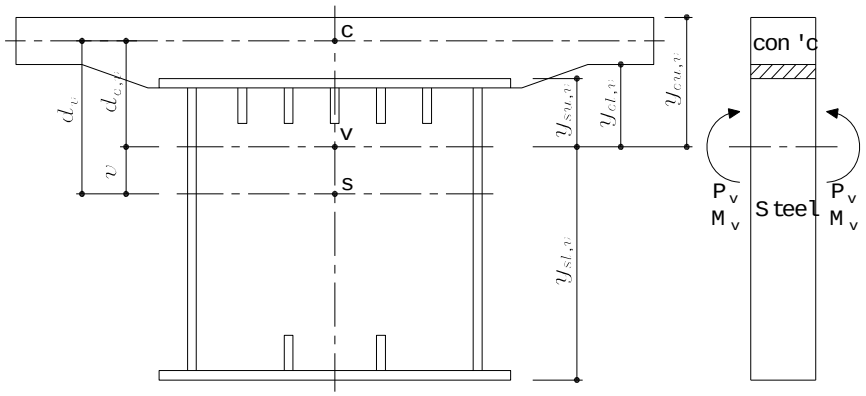
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/175,867.4 + 0.053×2,292,097,110.0×615.9/120,625,800,204.4 = **17.422** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/175,867.4 + 0.053×2,292,097,110.0×-1,215.1/120,625,800,204.4 = **15.565** 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 × 482.8 = 1.902E+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)×(3,938,811.4/282,610.3 + 0.053×1,901,819,078.0×602.8/161,127,980,857.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.291** 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)×(3,938,811.4/282,610.3 + 0.053×1,901,819,078.0×362.8/161,127,980,857.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.313** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/282,610.3+0.053×1,901,819,078.0×322.8/161,127,980,857.7 = **14.141** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/282,610.3+0.053×1,901,819,078.0×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **12.987** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,061.519/43,416.0 + 32.129/105,356,160.0 + 534.912/106,348,525.7 = 29.785$ MPa

※ υ = 29.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 575.935/43,416.0 + 32.129/105,356,160.0 + 264.218/106,348,525.7 = 16.055$ MPa

※ υ = 16.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,064.144/43,416.0 + 32.129/105,356,160.0 + 589.735/106,348,525.7 = 30.361$ MPa

※ υ = 30.4 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	14.721	-13.534	135.100	215.000
1+2+3	1.845	1.110	10.800	10.800	21.636	-45.837	215.000	215.000
1+2+3+5	1.656	1.033	10.800	10.800	22.915	-44.681	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.136	-0.771	1.890	1.890	40.337	-29.116	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.427	-2.084	2.174	2.174	54.478	-16.129	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.155	0.541	12.420	12.420	26.197	-42.103	279.500	247.250
1+2+4	0.305	0.184	12.960	12.960	15.864	-18.876	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.857	1.118	13.500	13.500	21.681	-46.049	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.669	1.040	13.500	13.500	22.960	-44.893	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.124	-0.764	2.363	2.363	40.383	-29.328	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.415	-2.077	2.552	2.552	54.523	-16.341	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.167	0.549	14.580	14.580	26.242	-42.315	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	0.012	0.004	0.057	0.057	0.069	0.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.010	0.045	0.057	0.057	0.067	0.102	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.009	0.043	0.057	0.057	0.065	0.100	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.027	0.018	0.057	0.057	0.083	0.075	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.038	0.004	0.057	0.057	0.095	0.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.009	0.029	0.057	0.057	0.066	0.086	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.004	0.005	0.011	0.011	0.015	0.017	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.007	0.029	0.038	0.038	0.044	0.067	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.007	0.028	0.038	0.038	0.045	0.066	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.023	0.012	0.038	0.038	0.060	0.050	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.035	0.003	0.038	0.038	0.073	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.008	0.021	0.038	0.038	0.046	0.059	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{54.478}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{29.785}{125.000}\right)^2 = 0.038 + 0.057 = 0.095 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-45.837}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{29.785}{125.000}\right)^2 = 0.045 + 0.057 = 0.102 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 1,809.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 14.721) = 3.82 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

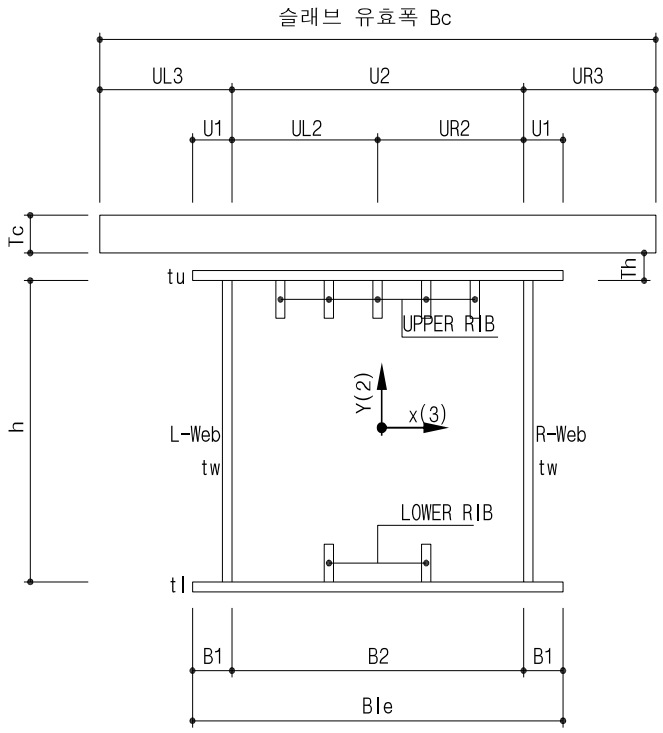
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	19.137	-17.594	355.000	O.K !!
1+2+3	3.727	2.243	16.200	O.K !!	33.109	-82.865	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.018	3.556	16.200	O.K !!	47.250	-95.852	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.539	2.166	16.200	O.K !!	34.389	-81.709	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.746	0.362	16.200	O.K !!	51.811	-66.144	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.455	-0.951	16.200	O.K !!	65.951	-53.157	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.038	1.674	16.200	O.K !!	37.670	-79.131	355.000	O.K !!
1+2+4	0.389	0.234	16.200	O.K !!	20.597	-24.412	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.739	2.251	16.200	O.K !!	33.155	-83.077	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.448	0.938	16.200	O.K !!	47.295	-70.090	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.551	2.173	16.200	O.K !!	34.434	-81.921	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.759	0.369	16.200	O.K !!	51.856	-66.356	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.467	-0.944	16.200	O.K !!	65.997	-53.369	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.050	1.682	16.200	O.K !!	37.715	-79.343	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 14] : 절점 59 로 부터 이격거리 4.320 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	2,842.679
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,253.847
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	47.321
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,564.388
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-65.848
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-18.177
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-9.024
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-344.449
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-20.459
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-1.643
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-81.557
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-386.200

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

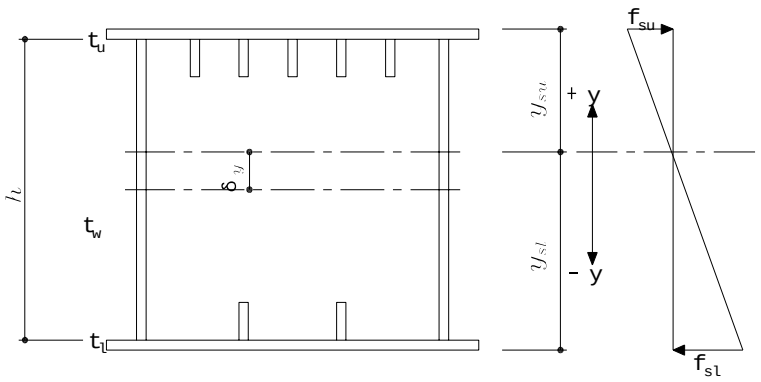
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,842.679×913.1/67,889,337,493.8 = **38.234** MPa

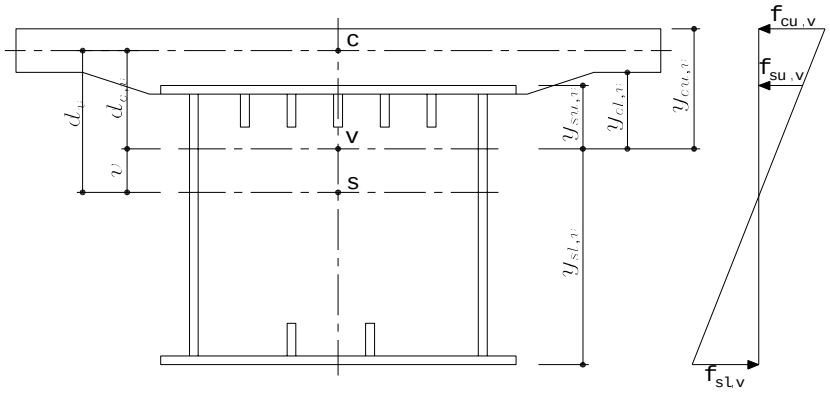
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,842.679×-908.9/67,889,337,493.8 = **-38.057** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 65.848 / 43,200.0 + 20.459 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **1.719** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,253.847×286.0/145,293,565,088.8 = **2.468** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,253.847×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-13.255** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,253.847×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.698** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,253.847×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.402** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 18.177 / 43,200.0 + 1.643 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **0.436** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,564.388×286.0/145,293,565,088.8 = **7.017** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,564.388×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-37.681** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,564.388×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.984** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,564.388×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.143** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 344.449 / 43,200.0 + 386.200 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **11.623** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 47.321×286.0/145,293,565,088.8 = **0.093** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 47.321×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.500** MPa

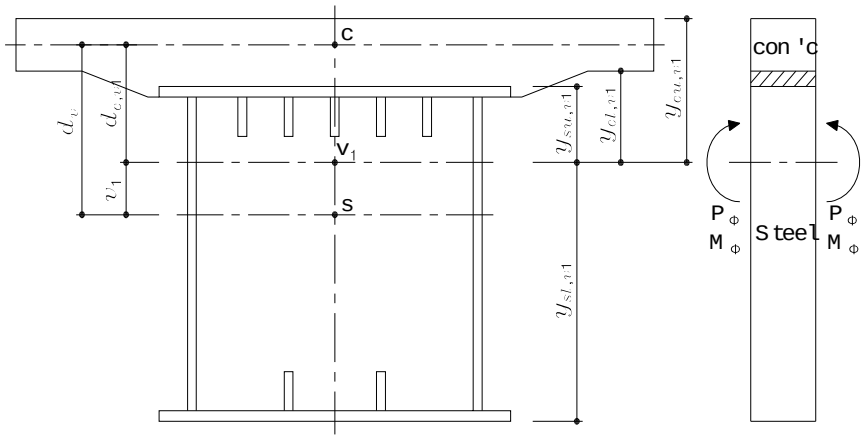
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 47.321×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.026** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 47.321×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.015** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 9.024 / 43,200.0 + 81.557 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **0.980** 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 = -0.039 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 1,253.8 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 6.163E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 616,285.0 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 6.163E+05 N

▪ P_ϕ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ = 616,285.0 × 630.1 = 3.883E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,253.847×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.698 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,253.847×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.402 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (616,285.0/193,937.1 + -0.039 \times 388,343,045.3 \times 750.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.698 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.477}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (616,285.0/193,937.1 + -0.039 \times 388,343,045.3 \times 510.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.402 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.179}$ MPa

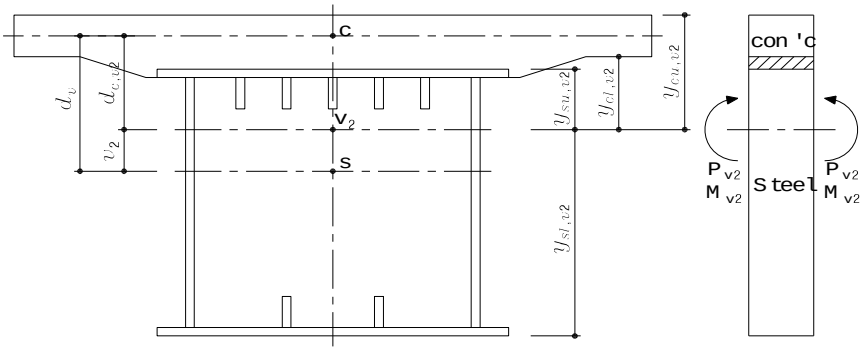
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 616,285.0/193,937.1 + -0.039 \times 388,343,045.3 \times 470.1/122,409,033,764.6 = \mathbf{3.120}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 616,285.0/193,937.1 + -0.039 \times 388,343,045.3 \times -1,351.9/122,409,033,764.6 = \mathbf{3.345}$ 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 \times 730.7^2) = 1.100E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,954,108.6 \times 850.7 = 2.158E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + -0.039\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.826}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + -0.039\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.817}$ MPa

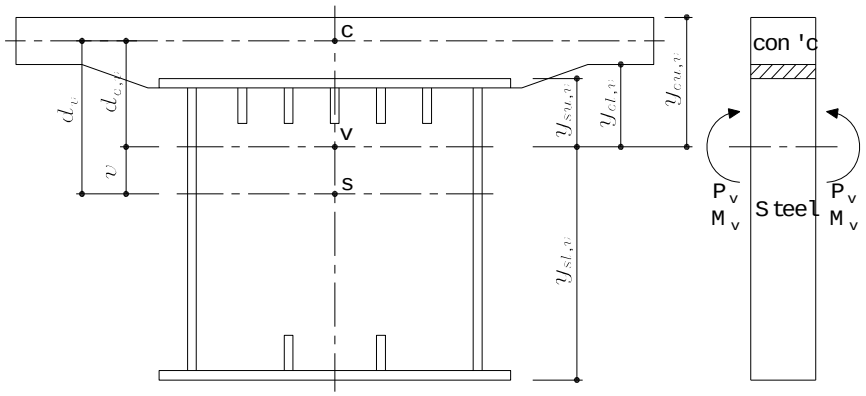
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + -0.039\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{17.226}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + -0.039\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{18.620}$ 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + −0.039×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.321** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + −0.039×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.305** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+−0.039×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **14.241** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+−0.039×1,756,785,060.6×−1,536.0/145,293,565,088.8 = **15.099** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 428.474/43,200.0 + 20.459/104,835,168.0 + 387.843/105,827,533.7 = 13.778$ MPa

※ υ = 13.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 93.049/43,200.0 + 20.459/104,835,168.0 + 83.199/105,827,533.7 = 3.135$ MPa

※ υ = 3.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 432.986/43,200.0 + 20.459/104,835,168.0 + 428.621/105,827,533.7 = 14.268$ MPa

※ υ = 14.3 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0\cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	38.234	-38.057	135.100	215.000
1+2+3	2.681	1.544	10.800	10.800	47.719	-88.993	215.000	215.000
1+2+3+5	2.204	1.365	10.800	10.800	50.839	-85.648	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.378	-0.452	10.800	1.890	68.065	-67.028	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-0.943	-1.757	2.174	2.174	82.306	-51.929	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.699	0.853	12.420	12.420	53.824	-82.128	279.500	247.250
1+2+4	0.724	0.417	12.960	12.960	40.796	-51.812	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.695	1.552	13.500	13.500	47.766	-89.243	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.217	1.373	13.500	13.500	50.885	-85.898	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.392	-0.444	13.500	2.363	68.112	-67.279	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-0.929	-1.749	2.552	2.552	82.352	-52.179	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.713	0.861	14.580	14.580	53.871	-82.378	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	0.080	0.031	0.012	0.012	0.092	0.043	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.049	0.171	0.012	0.012	0.061	0.183	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.042	0.159	0.012	0.012	0.054	0.171	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.076	0.097	0.012	0.012	0.088	0.109	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.087	0.044	0.012	0.012	0.099	0.056	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.037	0.110	0.012	0.012	0.049	0.122	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.025	0.040	0.000	0.000	0.025	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.032	0.110	0.008	0.008	0.040	0.119	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.036	0.102	0.008	0.008	0.044	0.110	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.064	0.063	0.008	0.008	0.073	0.071	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.081	0.032	0.008	0.008	0.089	0.041	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.034	0.081	0.008	0.008	0.043	0.089	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{82.306}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{13.778}{125.000}\right)^2 = 0.087 + 0.012 = 0.099 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-88.993}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{13.778}{125.000}\right)^2 = 0.171 + 0.012 = 0.183 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 38.234) = 2.37 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

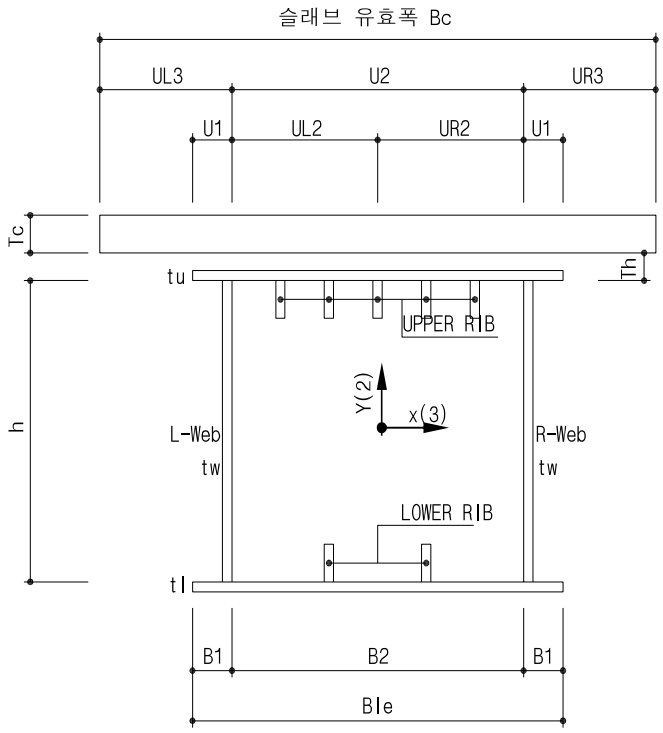
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	49.705	-49.474	355.000	O.K !!
1+2+3	5.172	2.979	16.200	O.K !!	67.999	-147.720	355.000	O.K !!
1+2+3+7	6.493	4.284	16.200	O.K !!	82.240	-162.820	355.000	O.K !!
1+2+3+5	4.695	2.800	16.200	O.K !!	71.119	-144.375	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	2.869	0.983	16.200	O.K !!	88.345	-125.755	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.548	-0.322	16.200	O.K !!	102.586	-110.656	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.190	2.287	16.200	O.K !!	74.104	-140.855	355.000	O.K !!
1+2+4	0.933	0.538	16.200	O.K !!	53.007	-67.206	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	5.185	2.987	16.200	O.K !!	68.046	-147.970	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	3.864	1.682	16.200	O.K !!	82.287	-132.871	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	4.708	2.807	16.200	O.K !!	71.165	-144.625	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	2.882	0.990	16.200	O.K !!	88.392	-126.005	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.561	-0.314	16.200	O.K !!	102.632	-110.906	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	4.203	2.295	16.200	O.K !!	74.151	-141.105	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 15] : 절점 61 로 부터 이격거리 0.617 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	2,353.040
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	1,000.729
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	49.052
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,512.776
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	224.860
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	100.287
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	9.494
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	367.778
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	47.368
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	12.154
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	87.590
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	387.248

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

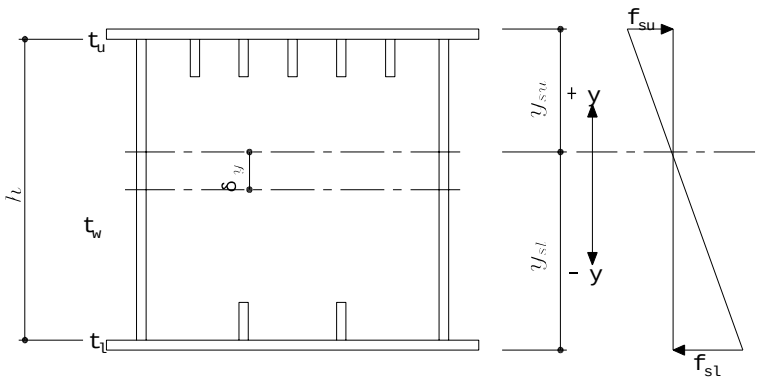
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 2,353.040×913.1/67,889,337,493.8 = **31.649** MPa

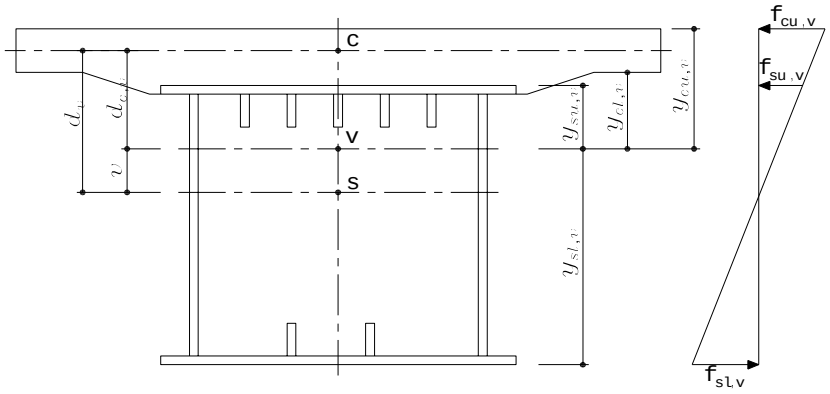
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 2,353.040×-908.9/67,889,337,493.8 = **-31.502** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 224.860 / 43,200.0 + 47.368 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **5.657** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 1,000.729×286.0/145,293,565,088.8 = **1.970** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 1,000.729×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-10.579** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,000.729×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.557** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,000.729×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.321** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 100.287 / 43,200.0 + 12.154 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **2.436** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,512.776×286.0/145,293,565,088.8 = **6.915** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,512.776×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-37.136** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,512.776×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.955** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,512.776×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.126** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 367.778 / 43,200.0 + 387.248 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **12.173** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 49.052×286.0/145,293,565,088.8 = **0.097** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 49.052×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.519** MPa

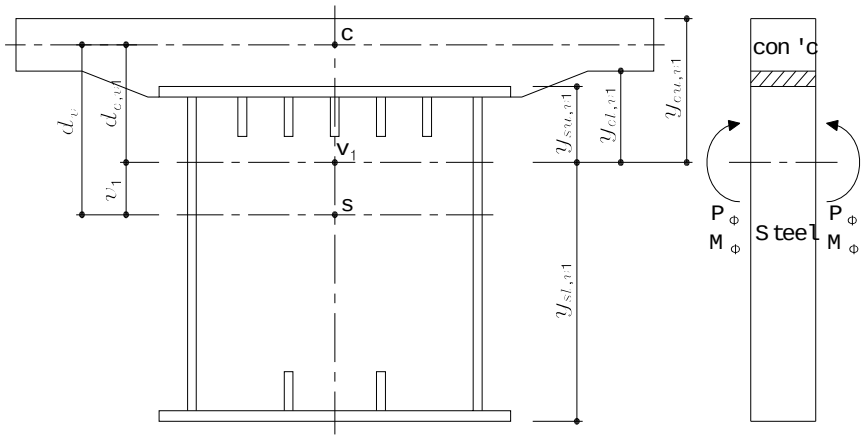
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 49.052×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.027** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 49.052×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.016** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 9.494 / 43,200.0 + 87.590 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **1.047** 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 = -0.116 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 1,000.7 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 4.919E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 491,873.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 4.919E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 491,873.9 × 630.1 = 3.099E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,000.729×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.557 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 1,000.729×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.321 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (491,873.9/193,937.1 + -0.116 \times 309,947,225.1 \times 750.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.557 \times 2.0/27,804.0 = -0.392$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (491,873.9/193,937.1 + -0.116 \times 309,947,225.1 \times 510.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.321 \times 2.0/27,804.0 = -0.150$ MPa

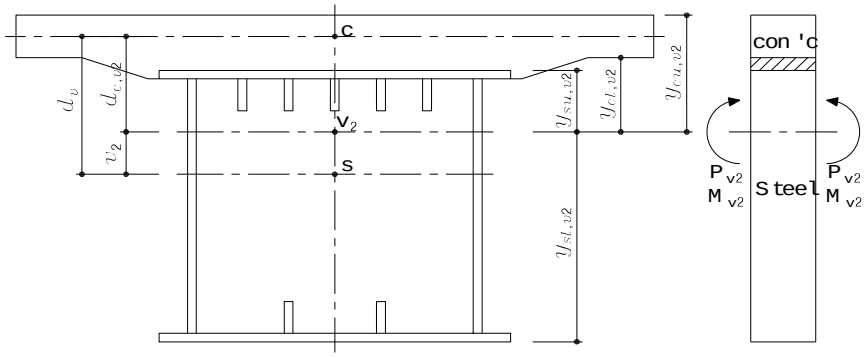
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 491,873.9/193,937.1 + -0.116 \times 309,947,225.1 \times 470.1/122,409,033,764.6 = 2.398$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 491,873.9/193,937.1 + -0.116 \times 309,947,225.1 \times -1,351.9/122,409,033,764.6 = 2.933$ 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

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,120,800.0/21.0)×1,073.1 / 167,251.4 = 342.4 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,073.1 - 342.4 = 730.7 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×342.4²) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 × 730.7²) = 1.100E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 913.1 - 342.4 = 570.7 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -908.9 - 342.4 = -1,251.3 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 850.7 - 240.0 = 610.7 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 × 850.7 = 2.158E+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)×(2,954,108.6/167,251.4 + -0.116×2,158,497,562.4×850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9×0.000270 = **-1.887** 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)×(2,954,108.6/167,251.4 + -0.116×2,158,497,562.4×850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9×0.000270 = **-1.861** MPa

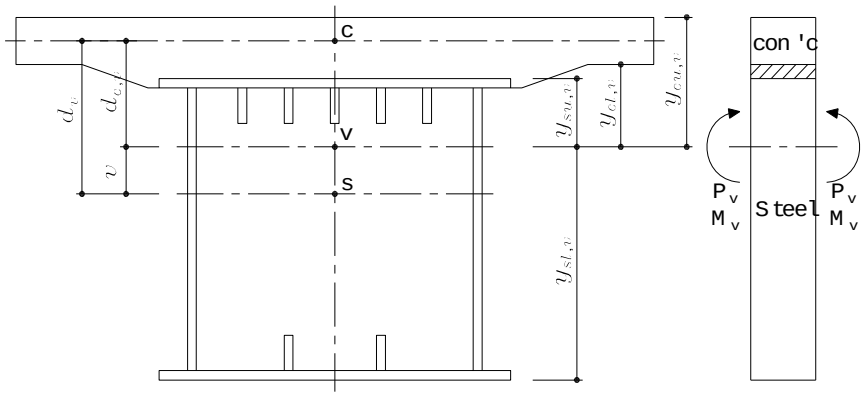
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/167,251.4 + -0.116×2,158,497,562.4×570.7/109,994,167,651.3 = **16.364** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/167,251.4 + -0.116×2,158,497,562.4×-1,251.3/109,994,167,651.3 = **20.510** 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + −0.116×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.396** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + −0.116×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
− 27,804.0×0.000120 = **-1.348** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+−0.116×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **13.974** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+−0.116×1,756,785,060.6×−1,536.0/145,293,565,088.8 = **16.529** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 692.926/43,200.0 + 47.368/104,835,168.0 + 399.402/105,827,533.7 = 20.266$ MPa

※ υ = 20.3 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 334.641/43,200.0 + 47.368/104,835,168.0 + 99.744/105,827,533.7 = 9.141$ MPa

※ υ = 9.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 697.673/43,200.0 + 47.368/104,835,168.0 + 443.197/105,827,533.7 = 20.790$ MPa

※ υ = 20.8 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 (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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0\cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	31.649	-31.502	135.100	215.000
1+2+3	2.512	1.447	10.800	10.800	40.534	-79.217	215.000	215.000
1+2+3+5	2.120	1.296	10.800	10.800	42.932	-76.283	247.250	215.000
1+2+3+5+6	0.234	-0.564	10.800	1.890	59.296	-55.773	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.163	-1.912	2.174	2.174	73.270	-39.244	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.630	0.784	12.420	12.420	45.321	-72.302	279.500	247.250
1+2+4	0.584	0.337	12.960	12.960	33.715	-42.600	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.526	1.455	13.500	13.500	40.582	-79.476	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.134	1.304	13.500	13.500	42.980	-76.543	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	0.247	-0.556	13.500	2.363	59.344	-56.033	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.149	-1.905	2.552	2.552	73.319	-39.503	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.643	0.792	14.580	14.580	45.370	-72.562	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	0.055	0.021	0.026	0.026	0.081	0.048	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.036	0.136	0.026	0.026	0.062	0.162	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.030	0.126	0.026	0.026	0.056	0.152	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.058	0.067	0.026	0.026	0.084	0.094	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.069	0.025	0.026	0.026	0.095	0.051	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.026	0.086	0.026	0.026	0.053	0.112	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.017	0.027	0.004	0.004	0.021	0.031	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.023	0.087	0.018	0.018	0.041	0.105	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.026	0.081	0.018	0.018	0.043	0.099	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.049	0.043	0.018	0.018	0.066	0.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.064	0.019	0.018	0.018	0.082	0.036	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.024	0.062	0.018	0.018	0.042	0.080	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{73.270}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{20.266}{125.000}\right)^2 = 0.069 + 0.026 = 0.095 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-79.217}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{20.266}{125.000}\right)^2 = 0.136 + 0.026 = 0.162 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 31.649) = 2.61 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

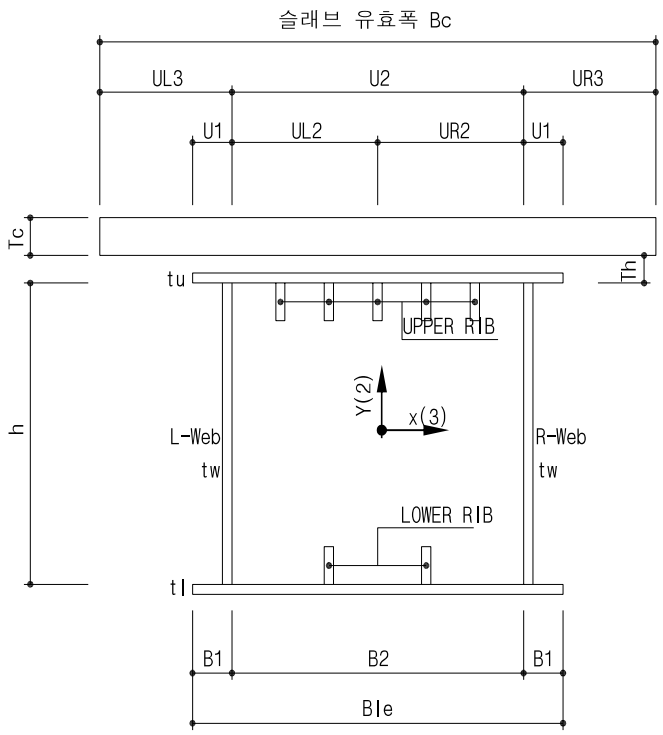
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	41.143	-40.952	355.000	O.K !!
1+2+3	4.927	2.838	16.200	O.K !!	58.572	-134.547	355.000	O.K !!
1+2+3+7	6.323	4.186	16.200	O.K !!	72.546	-151.076	355.000	O.K !!
1+2+3+5	4.536	2.688	16.200	O.K !!	60.970	-131.614	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	2.649	0.827	16.200	O.K !!	77.334	-111.103	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	1.253	-0.521	16.200	O.K !!	91.308	-94.574	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	4.045	2.175	16.200	O.K !!	63.359	-127.633	355.000	O.K !!
1+2+4	0.751	0.433	16.200	O.K !!	43.801	-55.224	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	4.941	2.846	16.200	O.K !!	58.620	-134.806	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	3.545	1.498	16.200	O.K !!	72.594	-118.277	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	4.549	2.696	16.200	O.K !!	61.018	-131.873	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	2.663	0.835	16.200	O.K !!	77.382	-111.363	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	1.266	-0.513	16.200	O.K !!	91.357	-94.834	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	4.059	2.183	16.200	O.K !!	63.408	-127.892	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 19] : 절점 67 로 부터 이격거리 1.852 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	=	1,809.0	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	990.660
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	384.631
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	46.489
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	2,952.663
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-684.516
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-322.048
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-4.499
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-514.234
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-140.613
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	134.048
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-196.345
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-663.118

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

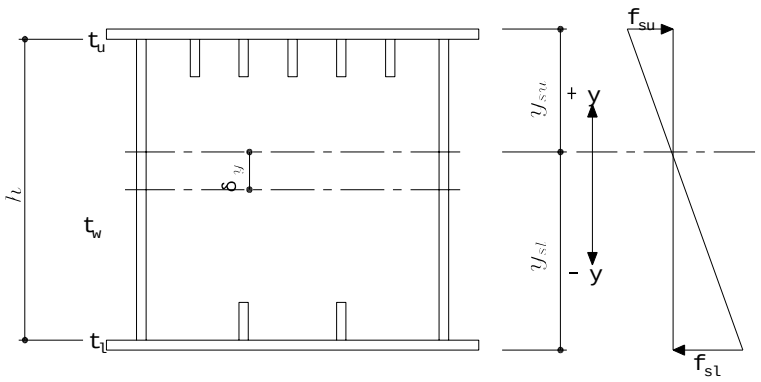
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	909.5	2.401E+07	2.184E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	829.5	8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
R - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-829.5	-8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-910.5	-2.884E+07	2.626E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		122,496.0	-	-4.834E+06	6.255E+10	1.188E+10
RC. SLAB	1 - 4,670.0 × 240.0	1,120,800.0	1,074.5	1.204E+09	1.294E+12	5.380E+09
SLAB 단면 합계		1,120,800.0	-	1.204E+09	1.294E+12	5.380E+09

※ A_s = 122,496.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,833,840.0 / 122,496.0 = -39.461 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,809.0 / 2 + 10.0 - -39.461 = 953.961 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,809.0 / 2 + 12.0 + -39.461 } = -877.039 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,879,811,418.0 + 62,550,342,570.0 - 122,496.0 × -39.461² = 7.424E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 990.660×954.0/74,239,404,827.7 = **12.730** MPa

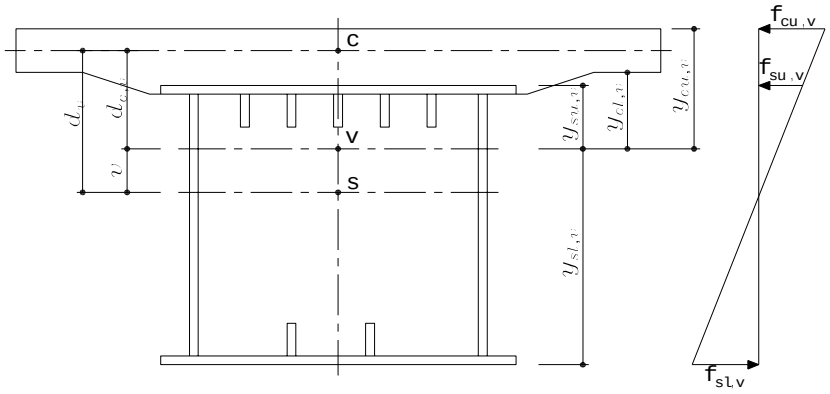
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 990.660×-877.0/74,239,404,827.7 = **-11.703** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.390E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 684.516 / 43,416.0 + 140.613 / (2 × 4,389,840.0 × 12.0) = **17.101** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 122,496.0 + 160,114.3 = 282,610.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 954.0 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,114.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,114.0 / 282,610.3 = 631.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,114.0 - 631.1 = 482.8 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 74,239,404,827.7+122,496.0×631.1² +768,548,571.4+160,114.3×482.8² = 1.611E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 954.0 - 631.1 = 322.8 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -877.0 - 631.1 = -1,508.2 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 482.8 + 240.0 / 2 = 602.8 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 602.8 - 240.0 = 362.8 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 384.631×322.8/161,127,980,857.7 = **0.771** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 384.631×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-3.600** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 384.631×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.206** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 384.631×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.124** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.431E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 322.048 / 43,416.0 + 134.048 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **8.678** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,952.663×322.8/161,127,980,857.7 = **5.916** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,952.663×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-27.637** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,952.663×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **1.578** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,952.663×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.950** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 514.234 / 43,416.0 + 663.118 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **18.080** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 46.489×322.8/161,127,980,857.7 = **0.093** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 46.489×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **-0.435** MPa

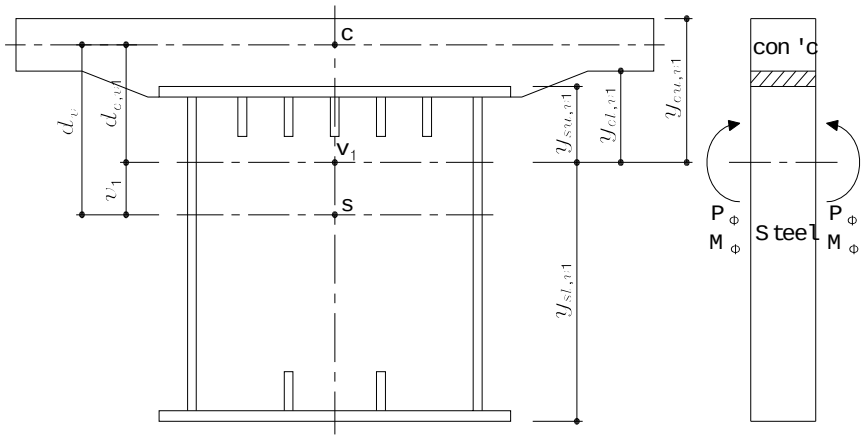
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 46.489×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.025** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 46.489×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = **0.015** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 4.499 / 43,416.0 + 196.345 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = **1.950** 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 = 0.008 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 122,496.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 2.026E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,114.0 / 202,553.1 = 440.3 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,114.0 - 440.3 = 673.7 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (74,239,404,827.7 + 122,496.0×440.3²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 673.7²) = 1.347E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 954.0 - 440.3 = 513.7 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -877.0 - 440.3 = -1,317.3 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 673.7 + 240.0 / 2 = 793.7 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 793.7 - 240.0 = 553.7 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 384.6 × 482.8 × 1,120,800.0 / (7.0 × 161,127,980,857.7) = 1.845E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 184,547.2 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.845E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 184,547.2 × 673.7 = 1.243E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 384.631×602.8/(161,127,980,857.7×7.0) = 0.206 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 384.631×362.8/(161,127,980,857.7×7.0) = 0.124 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (184,547.2/202,553.1 + 0.008 \times 124,325,594.0 \times 793.7/134,702,740,890.7)$

$- 13,902.0 \times 0.206 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.140}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (184,547.2/202,553.1 + 0.008 \times 124,325,594.0 \times 553.7/134,702,740,890.7)$

$- 13,902.0 \times 0.124 \times 2.0/27,804.0 = \mathbf{-0.058}$ MPa

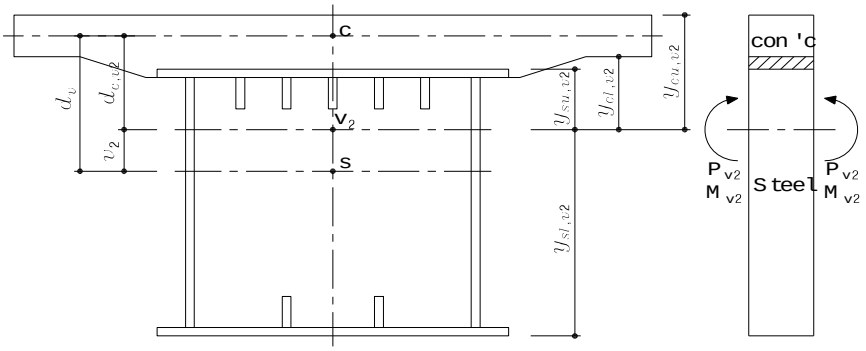
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 184,547.2/202,553.1 + 0.008 \times 124,325,594.0 \times 513.7/134,702,740,890.7 = \mathbf{0.915}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 184,547.2/202,553.1 + 0.008 \times 124,325,594.0 \times -1,317.3/134,702,740,890.7 = \mathbf{0.901}$ 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 122,496.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.759E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,114.0 / 175,867.4 = 338.1$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,114.0 - 338.1 = 775.9$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (74,239,404,827.7 + 122,496.0\times338.1^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 \times 775.9^2) = 1.206E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 954.0 - 338.1 = 615.9$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -877.0 - 338.1 = -1,215.1$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 775.9 + 240.0 / 2 = 895.9$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 895.9 - 240.0 = 655.9$ 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

$M_{v2} = P_{v2} \times d_{c,v2} = 2,954,108.6 \times 895.9 = 2.292E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/175,867.4 + 0.008\times2,292,097,110.0\times895.9/120,625,800,204.4) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.829}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/175,867.4 + 0.008\times2,292,097,110.0\times895.9/120,625,800,204.4) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.831}$ MPa

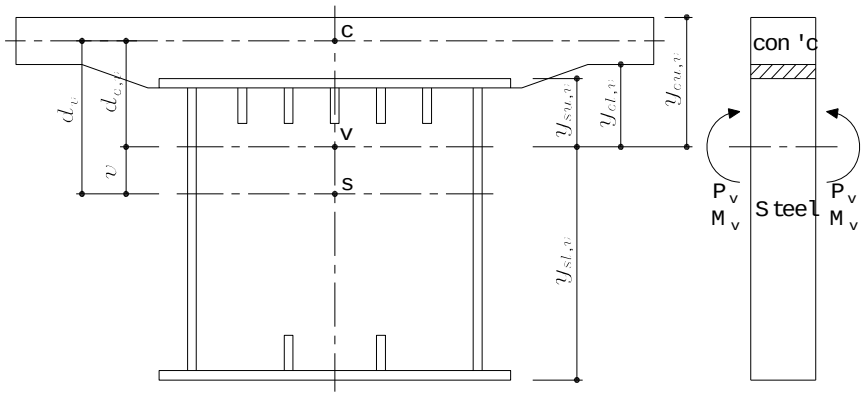
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/175,867.4 + 0.008\times2,292,097,110.0\times615.9/120,625,800,204.4 = \mathbf{16.893}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/175,867.4 + 0.008\times2,292,097,110.0\times-1,215.1/120,625,800,204.4 = \mathbf{16.609}$ 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 × 482.8 = 1.902E+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)×(3,938,811.4/282,610.3 + 0.008×1,901,819,078.0×602.8/161,127,980,857.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.337** 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)×(3,938,811.4/282,610.3 + 0.008×1,901,819,078.0×362.8/161,127,980,857.7)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.340** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/282,610.3+0.008×1,901,819,078.0×322.8/161,127,980,857.7 = **13.968** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/282,610.3+0.008×1,901,819,078.0×-1,508.2/161,127,980,857.7 = **13.792** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,520.798/43,416.0 + 140.613/105,356,160.0 + 797.166/106,348,525.7 = 43.859$ MPa

※ υ = 43.9 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,011.063/43,416.0 + 140.613/105,356,160.0 + 330.393/106,348,525.7 = 27.729$ MPa

※ υ = 27.7 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,523.048/43,416.0 + 140.613/105,356,160.0 + 895.339/106,348,525.7 = 44.834$ 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 (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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0\cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0\cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0\cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	12.730	-11.703	135.100	215.000
1+2+3	1.784	1.074	10.800	10.800	19.416	-42.940	215.000	215.000
1+2+3+5	1.644	1.015	10.800	10.800	20.331	-42.039	247.250	215.000
1+2+3+5+6	-0.186	-0.816	1.890	1.890	37.225	-25.431	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	-1.523	-2.156	2.174	2.174	51.193	-11.639	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.152	0.525	12.420	12.420	23.256	-39.222	279.500	247.250
1+2+4	0.230	0.139	12.960	12.960	13.594	-15.739	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	1.796	1.081	13.500	13.500	19.463	-43.158	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	1.656	1.023	13.500	13.500	20.378	-42.257	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	-0.173	-0.808	2.363	2.363	37.271	-25.648	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-1.510	-2.149	2.552	2.552	51.239	-11.856	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.164	0.532	14.580	14.580	23.303	-39.440	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	0.009	0.003	0.123	0.123	0.132	0.126	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.008	0.040	0.123	0.123	0.131	0.163	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.007	0.038	0.123	0.123	0.130	0.161	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.023	0.014	0.123	0.123	0.146	0.137	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.034	0.002	0.123	0.123	0.157	0.125	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.007	0.025	0.123	0.123	0.130	0.148	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.003	0.004	0.034	0.034	0.037	0.038	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.005	0.026	0.082	0.082	0.088	0.108	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.006	0.025	0.082	0.082	0.088	0.107	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.019	0.009	0.082	0.082	0.102	0.091	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.031	0.002	0.082	0.082	0.113	0.084	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.006	0.018	0.082	0.082	0.089	0.101	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{51.193}{279.500}\right)^2 + \left(\frac{43.859}{125.000}\right)^2 = 0.034 + 0.123 = 0.157 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-42.940}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{43.859}{125.000}\right)^2 = 0.040 + 0.123 = 0.163 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 1,809.0 /(206 × 1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 12.730) = 4.11 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

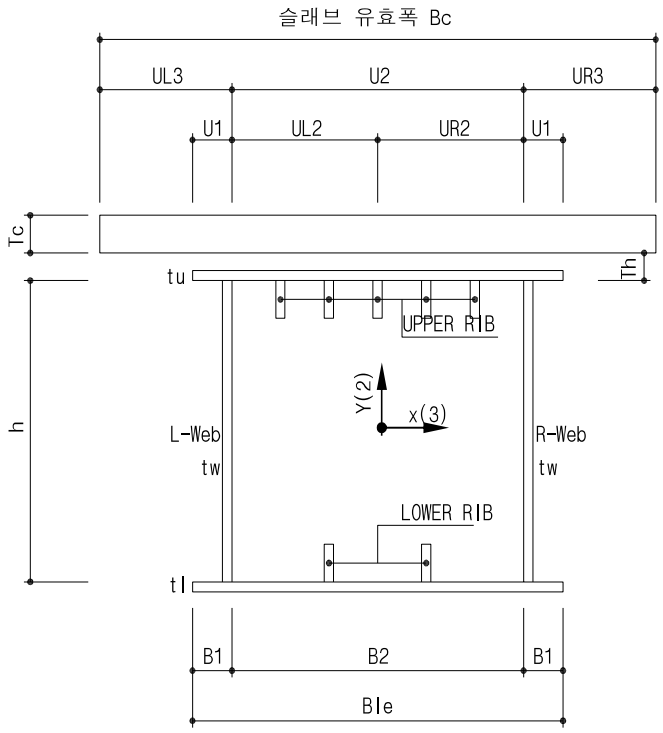
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	16.549	-15.214	355.000	O.K !!
1+2+3	3.660	2.203	16.200	O.K !!	30.270	-79.314	355.000	O.K !!
1+2+3+7	4.997	3.544	16.200	O.K !!	44.238	-93.106	355.000	O.K !!
1+2+3+5	3.520	2.145	16.200	O.K !!	31.185	-78.413	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	1.691	0.314	16.200	O.K !!	48.078	-61.804	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.354	-1.027	16.200	O.K !!	62.046	-48.012	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.028	1.654	16.200	O.K !!	34.110	-75.596	355.000	O.K !!
1+2+4	0.292	0.176	16.200	O.K !!	17.644	-20.330	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	3.673	2.211	16.200	O.K !!	30.317	-79.532	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	2.336	0.870	16.200	O.K !!	44.285	-65.740	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	3.533	2.152	16.200	O.K !!	31.232	-78.630	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	1.703	0.321	16.200	O.K !!	48.125	-62.022	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.366	-1.019	16.200	O.K !!	62.093	-48.230	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.041	1.662	16.200	O.K !!	34.156	-75.813	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 20] : 절점 68 로 부터 이격거리 4.320 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	4,851.059
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,179.494
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	41.718
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,109.512
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-358.106
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-162.111
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-10.190
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-380.077
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-120.034
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-17.438
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-118.242
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-470.716

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

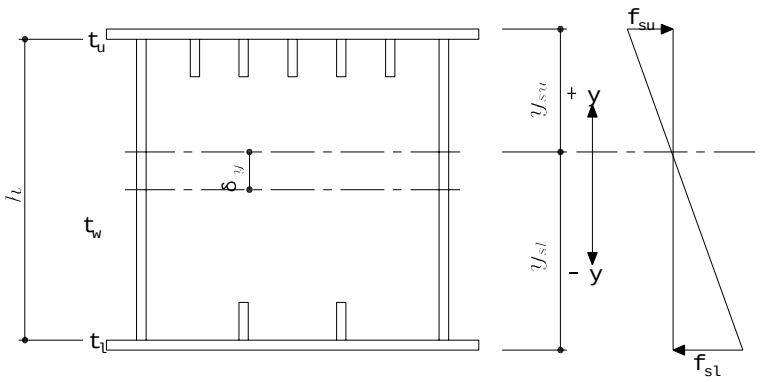
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 4,851.059×913.1/67,889,337,493.8 = **65.247** MPa

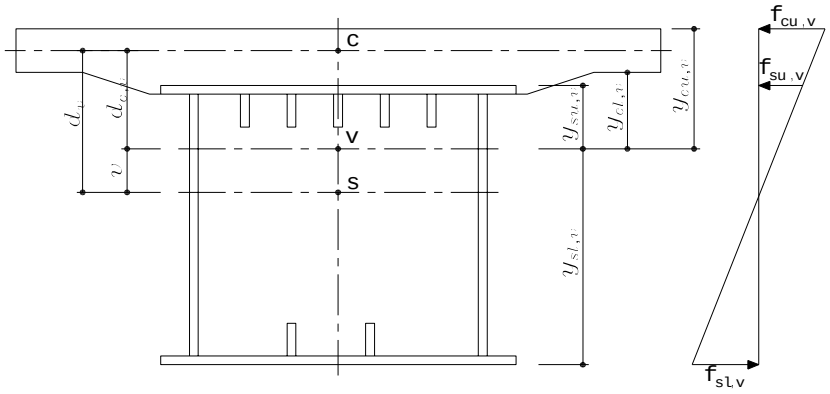
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 4,851.059×-908.9/67,889,337,493.8 = **-64.945** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 358.106 / 43,200.0 + 120.034 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **9.434** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,179.494×286.0/145,293,565,088.8 = **4.290** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,179.494×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-23.041** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,179.494×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.213** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,179.494×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.699** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 162.111 / 43,200.0 + 17.438 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **3.917** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,109.512×286.0/145,293,565,088.8 = **8.090** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,109.512×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-43.444** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,109.512×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **2.287** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,109.512×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.317** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 380.077 / 43,200.0 + 470.716 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **13.246** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 41.718×286.0/145,293,565,088.8 = **0.082** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 41.718×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.441** MPa

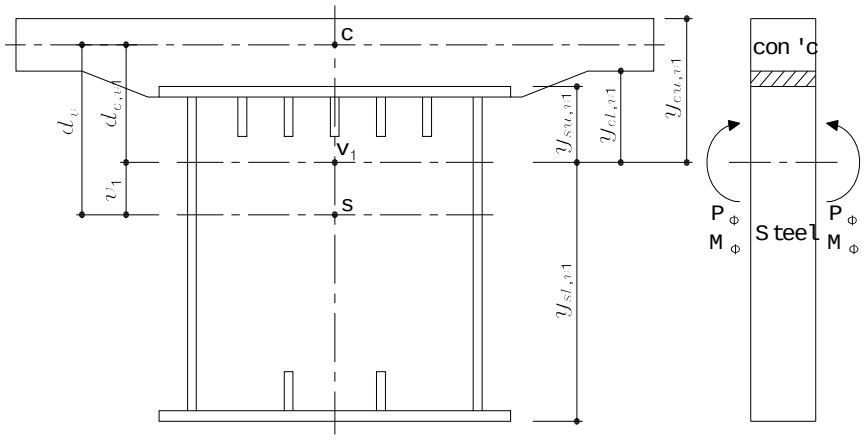
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 41.718×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.023** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 41.718×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.013** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 10.190 / 43,200.0 + 118.242 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **1.353** 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 = 0.237 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,179.5 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 1.071E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 1,071,255.0 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 1.071E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 1,071,255.0 × 630.1 = 6.750E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,179.494×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 1.213 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,179.494×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.699 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}071{,}255.0/193{,}937.1 + 0.237 \times 675{,}035{,}839.2 \times 750.1/122{,}409{,}033{,}764.6)$

$- 13{,}902.0 \times 1.213 \times 2.0/27{,}804.0 = -0.748$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}071{,}255.0/193{,}937.1 + 0.237 \times 675{,}035{,}839.2 \times 510.1/122{,}409{,}033{,}764.6)$

$- 13{,}902.0 \times 0.699 \times 2.0/27{,}804.0 = -0.256$ MPa

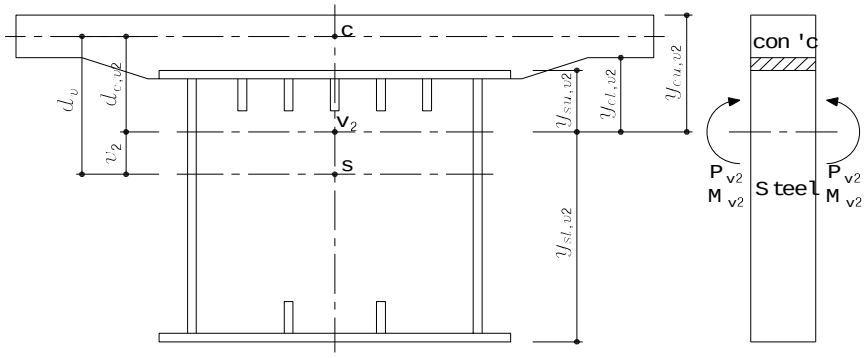
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}071{,}255.0/193{,}937.1 + 0.237 \times 675{,}035{,}839.2 \times 470.1/122{,}409{,}033{,}764.6 = 6.139$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}071{,}255.0/193{,}937.1 + 0.237 \times 675{,}035{,}839.2 \times -1{,}351.9/122{,}409{,}033{,}764.6 = 3.755$ 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

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,120,800.0/21.0)×1,073.1 / 167,251.4 = 342.4 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,073.1 - 342.4 = 730.7 mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×342.4²) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0 × 730.7²) = 1.100E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2$ = 913.1 - 342.4 = 570.7 mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2$ = -908.9 - 342.4 = -1,251.3 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2$ = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7 mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c$ = 850.7 - 240.0 = 610.7 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 × 850.7 = 2.158E+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)×(2,954,108.6/167,251.4 + 0.237×2,158,497,562.4×850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9×0.000270 = **-1.606** 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)×(2,954,108.6/167,251.4 + 0.237×2,158,497,562.4×850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9×0.000270 = **-1.659** MPa

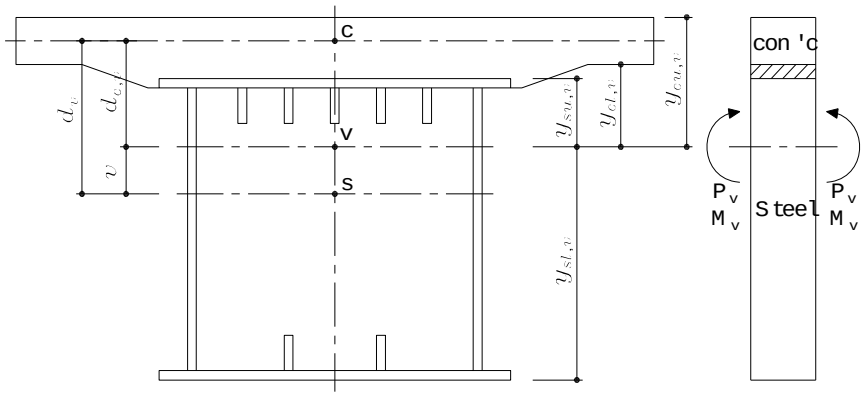
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.237×2,158,497,562.4×570.7/109,994,167,651.3 = **20.320** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.237×2,158,497,562.4×-1,251.3/109,994,167,651.3 = **11.836** 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.237×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.051** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.237×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-1.149** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.237×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **15.196** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.237×1,756,785,060.6×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **9.968** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 900.294/43,200.0 + 120.034/104,835,168.0 + 488.154/105,827,533.7 = 26.598$ MPa

※ υ = 26.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 530.407/43,200.0 + 120.034/104,835,168.0 + 135.680/105,827,533.7 = 14.705$ MPa

※ υ = 14.7 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 905.389/43,200.0 + 120.034/104,835,168.0 + 547.275/105,827,533.7 = 27.274$ MPa

※ υ = 27.3 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 135.1 MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 137.5 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	-	-	-	-	65.247	-64.945	135.100	215.000
1+2+3	3.500	2.016	10.800	10.800	77.627	-131.429	215.000	215.000
1+2+3+5	2.752	1.760	10.800	10.800	83.766	-127.675	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.146	0.100	10.800	10.800	104.087	-115.839	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.095	-1.049	12.420	2.174	119.283	-105.871	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.197	1.250	12.420	12.420	88.890	-125.807	279.500	247.250
1+2+4	1.236	0.712	12.960	12.960	69.620	-88.426	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.512	2.023	13.500	13.500	77.669	-131.650	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.763	1.766	13.500	13.500	83.808	-127.895	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.157	0.107	13.500	13.500	104.128	-116.060	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.107	-1.042	14.580	2.552	119.324	-106.091	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.208	1.256	14.580	14.580	88.932	-126.028	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	0.233	0.091	0.045	0.045	0.279	0.137	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.130	0.374	0.045	0.045	0.176	0.419	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.115	0.353	0.045	0.045	0.160	0.398	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.177	0.290	0.045	0.045	0.222	0.336	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.182	0.183	0.045	0.045	0.227	0.229	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.101	0.259	0.045	0.045	0.146	0.304	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.073	0.117	0.010	0.010	0.082	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.084	0.240	0.030	0.030	0.114	0.270	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.097	0.226	0.030	0.030	0.128	0.257	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.150	0.186	0.030	0.030	0.181	0.217	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.169	0.134	0.030	0.030	0.199	0.164	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.094	0.189	0.030	0.030	0.124	0.219	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{65.247}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{26.598}{125.000}\right)^2 = 0.233 + 0.045 = 0.279 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-131.429}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{26.598}{125.000}\right)^2 = 0.374 + 0.045 = 0.419 \leq 1.2 \text{ ····· O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 65.247) = 1.82 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

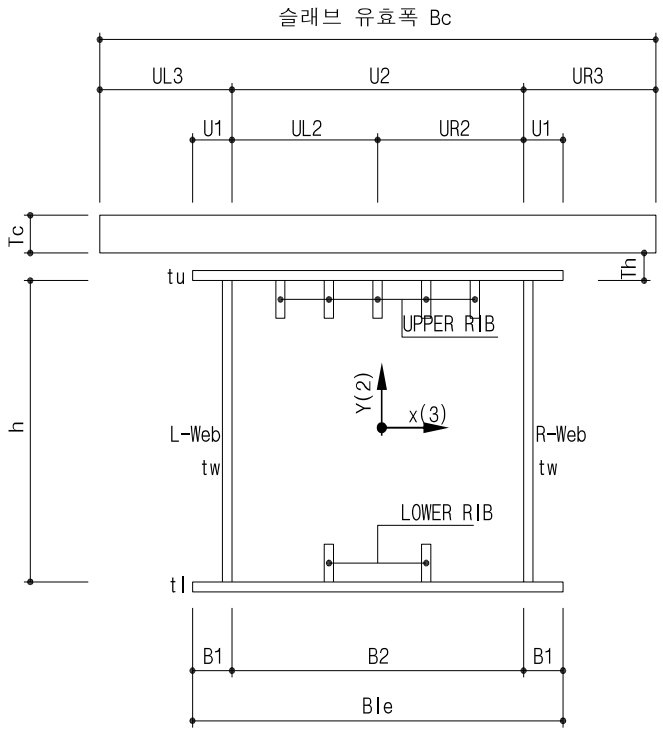
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	84.821	-84.428	355.000	O.K !!
1+2+3	6.494	3.740	16.200	O.K !!	107.792	-207.785	355.000	O.K !!
1+2+3+7	7.545	4.890	16.200	O.K !!	122.988	-217.754	355.000	O.K !!
1+2+3+5	5.746	3.484	16.200	O.K !!	113.931	-204.031	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.140	1.825	16.200	O.K !!	134.251	-192.195	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	3.089	0.676	16.200	O.K !!	149.447	-182.227	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	5.191	2.974	16.200	O.K !!	119.055	-202.163	355.000	O.K !!
1+2+4	1.600	0.922	16.200	O.K !!	90.481	-114.822	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	6.506	3.747	16.200	O.K !!	107.833	-208.006	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	5.455	2.598	16.200	O.K !!	123.029	-198.038	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	5.757	3.491	16.200	O.K !!	113.972	-204.251	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.151	1.832	16.200	O.K !!	134.292	-192.416	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	3.101	0.682	16.200	O.K !!	149.488	-182.447	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.202	2.981	16.200	O.K !!	119.096	-202.384	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 21] : 절점 70 로 부터 이격거리 4.320 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	6,174.733
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,824.493
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	35.876
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	4,223.822
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	83.585
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	38.634
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	7.105
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	392.216
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	10.747
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-112.384
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-29.015
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-272.432

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

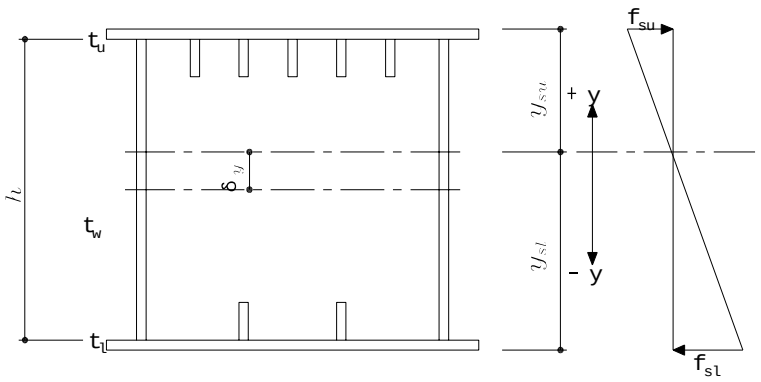
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 6,174.733×913.1/67,889,337,493.8 = **83.051** MPa

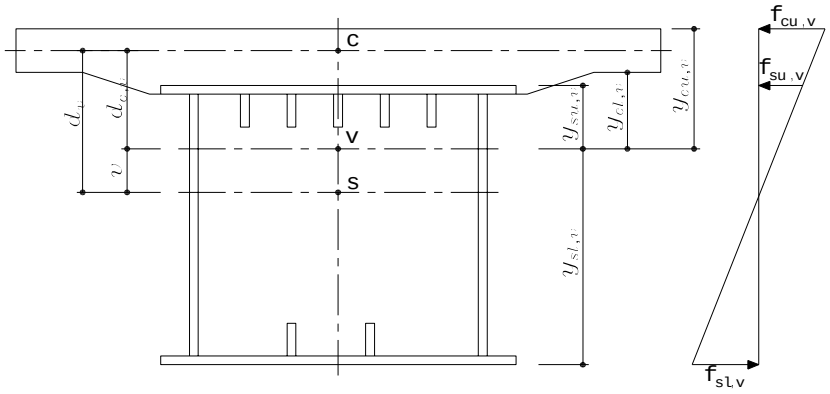
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 6,174.733×-908.9/67,889,337,493.8 = **-82.665** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 83.585 / 43,200.0 + 10.747 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **2.037** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,824.493×286.0/145,293,565,088.8 = **5.560** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,824.493×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-29.859** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,824.493×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.572** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,824.493×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.905** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 38.634 / 43,200.0 + 112.384 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **1.956** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 4,223.822×286.0/145,293,565,088.8 = **8.315** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 4,223.822×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-44.652** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,223.822×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **2.351** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 4,223.822×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.354** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 392.216 / 43,200.0 + 272.432 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **11.653** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 35.876×286.0/145,293,565,088.8 = **0.071** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 35.876×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.379** MPa

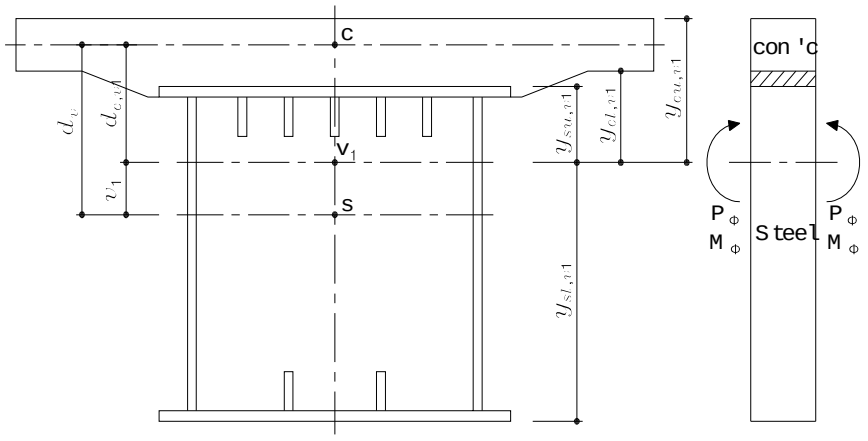
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 35.876×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.020** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 35.876×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.012** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 7.105 / 43,200.0 + 29.015 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **0.439** 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 = 0.543 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n\cdot(1+\phi_1/2)$	$= 7.0\times(1+2.0/2)$	=	14.000	
$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$	$= 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0$	=	1.939E+05	mm^2
$v_1 = (A_{c1}/n_1)\times d_v / A_{v1}$	$= (1,120,800.0/14.0)\times 1,073.1 / 193,937.1$	=	443.0	mm
$d_{c,v1} = d_v - v_1$	$= 1,073.1 - 443.0$	=	630.1	mm
$I_{v1} = (I_s + A_s\cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1\cdot d_{c,v1}^2)$				
	$= (67,889,337,493.8 + 113,880.0\times 443.0^2) + (5,379,840,000.0/14.0$			
	$+ 1,120,800.0/14.0 \times 630.1^2)$	=	1.224E+11	mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$	$= 913.1 - 443.0$	=	470.1	mm
$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$	$= -908.9 - 443.0$	=	-1,351.9	mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$	$= 630.1 + 240.0 / 2$	=	750.1	mm
$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$	$= 750.1 - 240.0$	=	510.1	mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc}\cdot d_{c,v}\cdot A_{c1}/(n\cdot I_v)$

$= 2,824.5 \times 446.0 \times 1,120,800.0 / (7.0 \times 145,293,565,088.8)$ = 1.388E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c\cdot 2\cdot\phi_1 / (2+\phi_1)$ $= 1,388,281.9 \times 2 \times 2.0 / (2+2.0)$ = 1.388E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ $= 1,388,281.9 \times 630.1$ = 8.748E+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

$f_{cu,v} = M_{sc}\cdot y_{cu,v} / (I_v\cdot n)$	$= 2,824.493\times 566.0/(145,293,565,088.8\times 7.0)$	=	1.572	MPa
$f_{cl,v} = M_{sc}\cdot y_{sl,v} / (I_v\cdot n)$	$= 2,824.493\times 326.0/(145,293,565,088.8\times 7.0)$	=	0.905	MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}388{,}281.9/193{,}937.1 + 0.543 \times 874{,}805{,}699.3 \times 750.1/122{,}409{,}033{,}764.6)$

$- 13{,}902.0 \times 1.572 \times 2.0/27{,}804.0 = \mathbf{-0.853}$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (1{,}388{,}281.9/193{,}937.1 + 0.543 \times 874{,}805{,}699.3 \times 510.1/122{,}409{,}033{,}764.6)$

$- 13{,}902.0 \times 0.905 \times 2.0/27{,}804.0 = \mathbf{-0.253}$ MPa

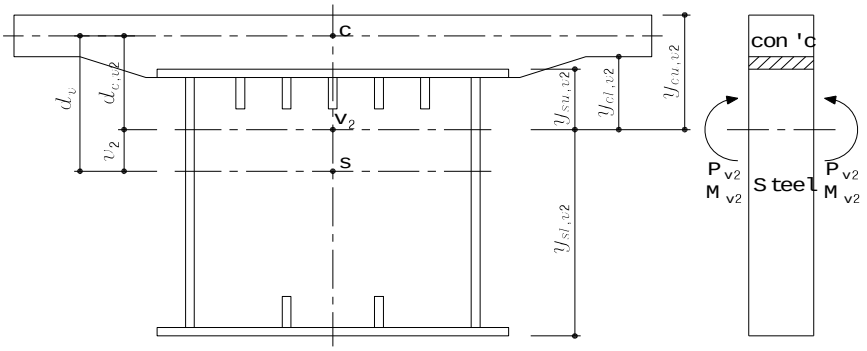
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}388{,}281.9/193{,}937.1 + 0.543 \times 874{,}805{,}699.3 \times 470.1/122{,}409{,}033{,}764.6 = \mathbf{8.982}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 1{,}388{,}281.9/193{,}937.1 + 0.543 \times 874{,}805{,}699.3 \times -1{,}351.9/122{,}409{,}033{,}764.6 = \mathbf{1.914}$ 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0\times730.7^2) = 1.100E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,954,108.6\times850.7 = 2.158E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.543\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.363}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.543\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.485}$ MPa

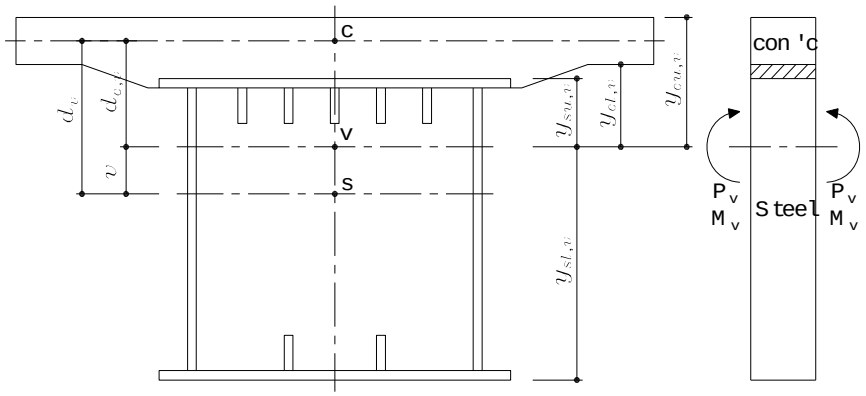
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.543\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{23.741}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.543\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{4.334}$ 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.543×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.752** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.543×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.977** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.543×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **16.253** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.543×1,756,785,060.6×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **4.295** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 514.434/43,200.0 + 10.747/104,835,168.0 + 384.816/105,827,533.7 = 15.647$ MPa

※ υ = 15.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 129.323/43,200.0 + 10.747/104,835,168.0 + 141.399/105,827,533.7 = 4.432$ MPa

※ υ = 4.4 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 517.987/43,200.0 + 10.747/104,835,168.0 + 399.324/105,827,533.7 = 15.866$ MPa

※ υ = 15.9 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 (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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i \cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\} = 135.1$ MPa

$b / 80.0 \cdot i \cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i \cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2 = 137.5$ 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	-	-	-	-	83.051	-82.665	135.100	215.000
1+2+3	3.923	2.259	10.800	10.800	96.926	-157.177	215.000	215.000
1+2+3+5	3.070	2.007	10.800	10.800	105.908	-155.263	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.707	0.522	10.800	10.800	129.649	-150.928	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.955	-0.455	12.420	2.174	145.902	-146.633	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	2.459	1.499	12.420	12.420	113.396	-155.223	279.500	247.250
1+2+4	1.592	0.917	12.960	12.960	88.682	-112.904	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	3.933	2.265	13.500	13.500	96.961	-157.367	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	3.080	2.012	13.500	13.500	105.943	-155.452	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.717	0.527	13.500	13.500	129.684	-151.118	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.964	-0.450	14.580	2.552	145.937	-146.823	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	2.469	1.505	14.580	14.580	113.432	-155.413	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	0.378	0.148	0.016	0.016	0.394	0.164	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.203	0.534	0.016	0.016	0.219	0.550	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.183	0.522	0.016	0.016	0.199	0.537	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.275	0.493	0.016	0.016	0.291	0.508	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.272	0.352	0.016	0.016	0.288	0.367	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.165	0.394	0.016	0.016	0.180	0.410	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.118	0.192	0.001	0.001	0.119	0.192	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.130	0.343	0.010	0.010	0.140	0.353	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.155	0.335	0.010	0.010	0.166	0.345	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.233	0.316	0.010	0.010	0.243	0.326	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.253	0.256	0.010	0.010	0.263	0.266	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.153	0.287	0.010	0.010	0.163	0.297	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{83.051}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{15.647}{125.000}\right)^2 = 0.378 + 0.016 = 0.394 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-157.177}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{15.647}{125.000}\right)^2 = 0.534 + 0.016 = 0.550 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 83.051) = 1.61 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

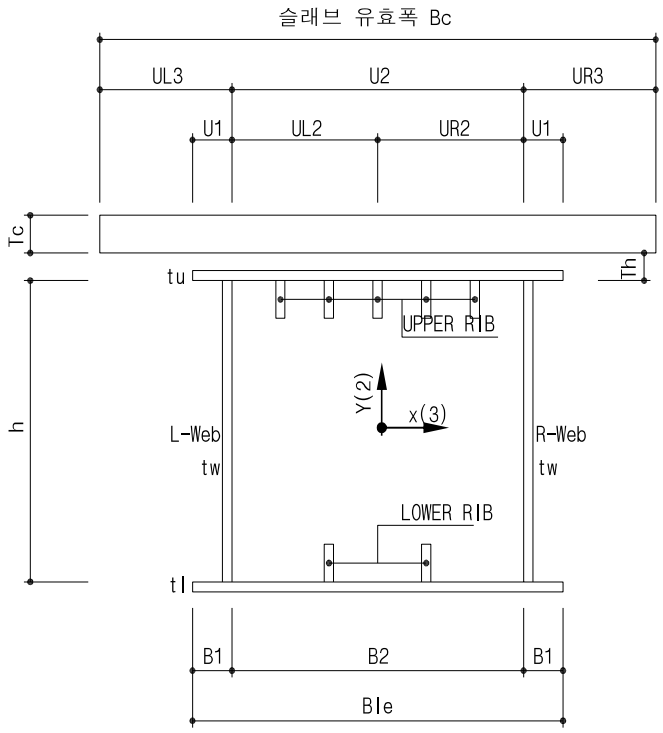
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	107.966	-107.465	355.000	O.K !!
1+2+3	7.097	4.088	16.200	O.K !!	133.071	-242.285	355.000	O.K !!
1+2+3+7	7.850	5.065	16.200	O.K !!	149.324	-246.580	355.000	O.K !!
1+2+3+5	6.245	3.835	16.200	O.K !!	142.053	-240.370	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	4.882	2.350	16.200	O.K !!	165.794	-236.036	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	4.129	1.373	16.200	O.K !!	182.047	-231.741	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	5.634	3.328	16.200	O.K !!	149.542	-240.331	355.000	O.K !!
1+2+4	2.063	1.189	16.200	O.K !!	115.265	-146.661	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	7.107	4.094	16.200	O.K !!	133.106	-242.475	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	6.355	3.117	16.200	O.K !!	149.359	-238.180	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	6.255	3.841	16.200	O.K !!	142.089	-240.560	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	4.891	2.356	16.200	O.K !!	165.830	-236.226	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	4.139	1.379	16.200	O.K !!	182.082	-231.931	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	5.644	3.333	16.200	O.K !!	149.577	-240.521	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 22] : 절점 72 로 부터 이격거리 1.852 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	4,275.078
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2,017.220
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	61.473
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	3,022.395
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	423.360
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	185.030
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	8.343
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	436.238
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	166.185
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-113.743
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	204.797
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	693.402

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

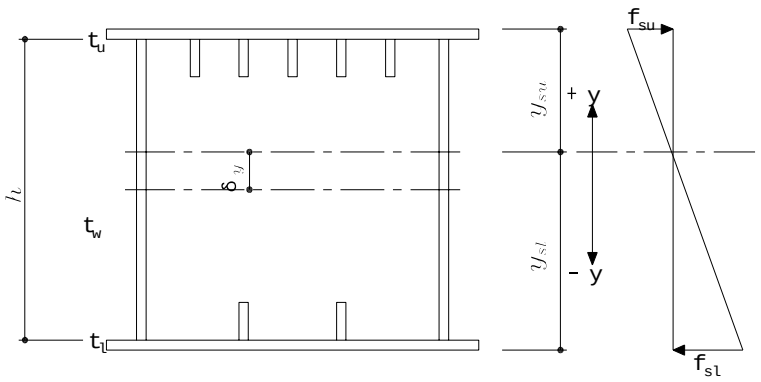
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	905.0	2.389E+07	2.162E+10	2.200E+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		113,880.0	-	-3.551E+05	5.620E+10	1.169E+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 = 113,880.0 mm^2 A_{c1} = 1,120,800.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -355,080.0 / 113,880.0 = -3.118 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,800.0 / 2 + 10.0 - -3.118 = 913.118 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,800.0 / 2 + 12.0 + -3.118 } = -908.882 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,688,225,160.0 + 56,202,219,480.0 - 113,880.0 × -3.118² = 6.789E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = 4,275.078×913.1/67,889,337,493.8 = **57.500** MPa

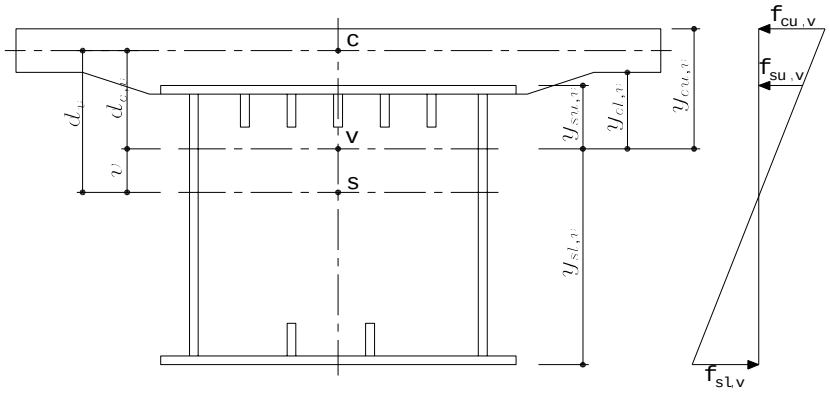
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = 4,275.078×-908.9/67,889,337,493.8 = **-57.233** MPa

- 부재의 전단응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.2, 도.설.해 3.8.2.3)

F = = 4.368E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 423.360 / 43,200.0 + 166.185 / (2 × 4,368,132.0 × 12.0) = **11.385** 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

$A_v = A_s + A_{cn1}$ = 113,880.0 + 160,114.3 = 273,994.3 mm^2

- 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 913.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,073.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_{cn1} \times d_v / A_v$ = 160,114.3 × 1,073.1 / 273,994.3 = 627.1 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v} = d_v - v$ = 1,073.1 - 627.1 = 446.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_v = I_s + A_s \cdot v^2 + I_{cn1} + A_{cn1} \cdot d_{c,v}^2$

= 67,889,337,493.8+113,880.0×627.1² +768,548,571.4+160,114.3×446.0² = 1.453E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 913.1 - 627.1 = 286.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -908.9 - 627.1 = -1,536.0 mm

- 합성단면 도심에서 콘크리트 바닥판 상·하연까지의 거리

$y_{cu,v} = d_{c,v} + T_c / 2$ = 446.0 + 240.0 / 2 = 566.0 mm

$y_{cl,v} = y_{cu,v} - T_c$ = 566.0 - 240.0 = 326.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_v$ = 2,017.220×286.0/145,293,565,088.8 = **3.971** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 2,017.220×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-21.325** MPa

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,017.220×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.123** MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,017.220×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.647** MPa

- 전단응력 검토

F_v = = 4.409E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 185.030 / 43,200.0 + 113.743 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **5.358** MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_v$ = 3,022.395×286.0/145,293,565,088.8 = **5.950** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 3,022.395×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-31.951** MPa

$f_{cu,v} = M_v \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,022.395×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **1.682** MPa

$f_{cl,v} = M_v \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 3,022.395×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.969** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 436.238 / 43,200.0 + 693.402 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **16.650** MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_v$ = 61.473×286.0/145,293,565,088.8 = **0.121** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_v$ = 61.473×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **-0.650** MPa

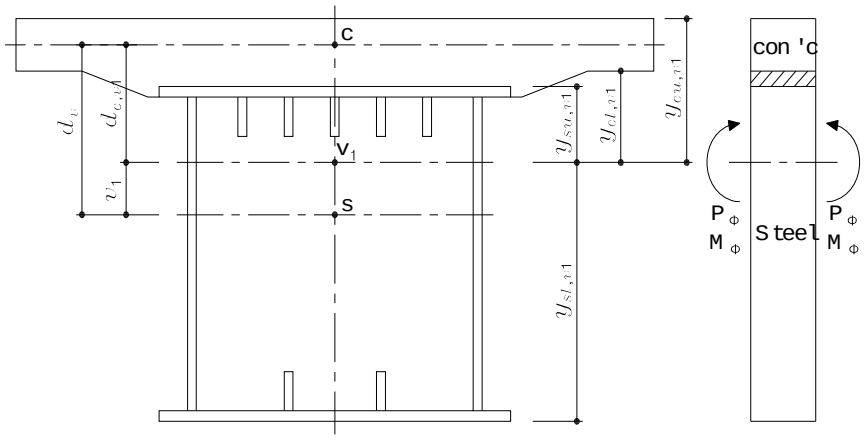
$f_{cu,v} = M_w \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 61.473×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.034** MPa

$f_{cl,v} = M_w \cdot y_{cl,v} / (I_v \cdot n)$ = 61.473×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = **0.020** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 8.343 / 43,200.0 + 204.797 / (2 × 4,409,480.6 × 12.0) = **2.128** 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 = 0.772 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 14.0 = 1.939E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v / A_{v1}$ = (1,120,800.0/14.0)×1,073.1 / 193,937.1 = 443.0 mm

$d_{c,v1} = d_v - v_1$ = 1,073.1 - 443.0 = 630.1 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v_1^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v1}^2)$

= (67,889,337,493.8 + 113,880.0×443.0²) + (5,379,840,000.0/14.0 + 1,120,800.0/14.0 × 630.1²) = 1.224E+11 mm^4

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v1} = y_{su} - v_1$ = 913.1 - 443.0 = 470.1 mm

$y_{sl,v1} = y_{sl} - v_1$ = -908.9 - 443.0 = -1,351.9 mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v1} = d_{c,v1} + T_c / 2$ = 630.1 + 240.0 / 2 = 750.1 mm

$y_{cl,v1} = y_{cu,v1} - T_c$ = 750.1 - 240.0 = 510.1 mm

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v} \cdot A_{c1}/(n \cdot I_v)$

= 2,017.2 × 446.0 × 1,120,800.0 / (7.0 × 145,293,565,088.8) = 9.915E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = 991,494.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = 9.915E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = 991,494.9 × 630.1 = 6.248E+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

$f_{cu,v} = M_{sc} \cdot y_{cu,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,017.220×566.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 1.123 MPa

$f_{cl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / (I_v \cdot n)$ = 2,017.220×326.0/(145,293,565,088.8×7.0) = 0.647 MPa

▪ 바닥판 콘크리트의 응력 변화량

$f_{cu,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cu,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (991,494.9/193,937.1 + 0.772 \times 624,776,124.0 \times 750.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 1.123 \times 2.0/27,804.0 = -0.546$ MPa

$f_{cl,v1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{cl,v1}/I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl,v} \cdot \phi_1/E_c$

$= (1/14.0) \times (991,494.9/193,937.1 + 0.772 \times 624,776,124.0 \times 510.1/122,409,033,764.6)$

$- 13,902.0 \times 0.647 \times 2.0/27,804.0 = -0.138$ MPa

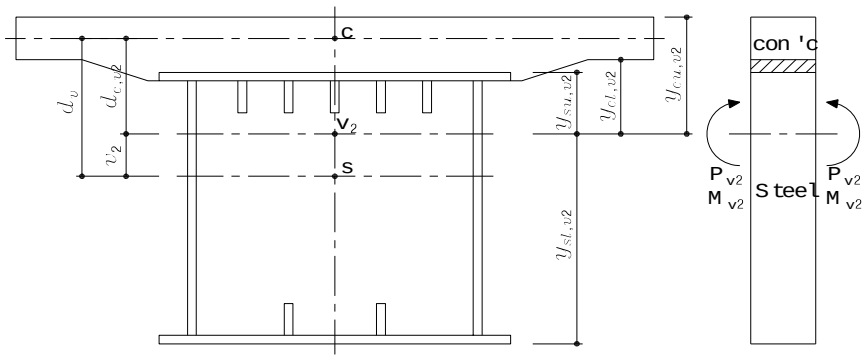
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v1}/I_{v1}$

$= 991,494.9/193,937.1 + 0.772 \times 624,776,124.0 \times 470.1/122,409,033,764.6 = 6.965$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_{v1} + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v1}/I_{v1}$

$= 991,494.9/193,937.1 + 0.772 \times 624,776,124.0 \times -1,351.9/122,409,033,764.6 = -0.214$ 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 113,880.0 + 1,120,800.0 / 21.0 = 1.673E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,120,800.0/21.0)\times1,073.1 / 167,251.4 = 342.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,073.1 - 342.4 = 730.7$ mm

$I_{v2} = (I_s + A_s\cdot v_2^2) + (I_c/n_2 + A_c/n_2\cdot d_{c,v2}^2)$

$= (67,889,337,493.8 + 113,880.0\times342.4^2) + (5,379,840,000.0/21.0 + 1,120,800.0/21.0\times730.7^2) = 1.100E+11$ mm⁴

▪ 합성단면도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v2} = y_{su} - v_2 = 913.1 - 342.4 = 570.7$ mm

$y_{sl,v2} = y_{sl} - v_2 = -908.9 - 342.4 = -1,251.3$ mm

▪ 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 연단거리

$y_{cu,v2} = d_{c,v2} + T_c / 2 = 730.7 + 240.0 / 2 = 850.7$ mm

$y_{cl,v2} = y_{cu,v2} - T_c = 850.7 - 240.0 = 610.7$ 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

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,954,108.6\times850.7 = 2.158E+09$ 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

$f_{cu,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cu,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.772\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.181}$ MPa

$f_{cl,v2} = 1/n_2\cdot(P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{cl,v2}/I_{v2}) - E_{c2}\cdot\varepsilon_s$

$= (1/21.0)\times(2,954,108.6/167,251.4 + 0.772\times2,158,497,562.4\times850.7/109,994,167,651.3) - 9,761.9\times0.000270 = \mathbf{-1.354}$ MPa

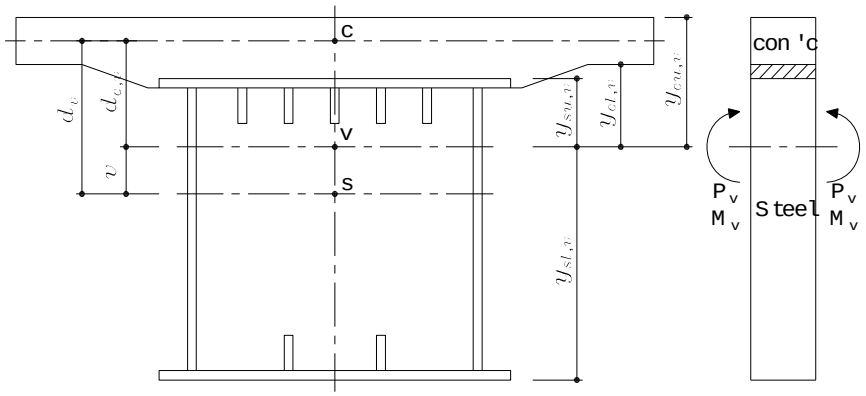
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.772\times2,158,497,562.4\times570.7/109,994,167,651.3 = \mathbf{26.307}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_{v2} + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v2}/I_{v2}$

$= 2,954,108.6/167,251.4 + 0.772\times2,158,497,562.4\times-1,251.3/109,994,167,651.3 = \mathbf{-1.292}$ 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 × 446.0 = 1.757E+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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.772×1,756,785,060.6×566.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.528** 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)×(3,938,811.4/273,994.3 + 0.772×1,756,785,060.6×326.0/145,293,565,088.8)
- 27,804.0×0.000120 = **-0.848** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.772×1,756,785,060.6×286.0/145,293,565,088.8 = **17.045** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_v$

= 3,938,811.4/273,994.3+0.772×1,756,785,060.6×-1,536.0/145,293,565,088.8 = **0.040** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,044.628/43,200.0 + 166.185/104,835,168.0 + 807.145/105,827,533.7 = 33.393$ MPa

※ υ = 33.4 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 616.733/43,200.0 + 166.185/104,835,168.0 + 318.540/105,827,533.7 = 18.871$ MPa

※ υ = 18.9 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,048.799/43,200.0 + 166.185/104,835,168.0 + 909.544/105,827,533.7 = 34.458$ MPa

※ υ = 34.5 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 = 10 mm

⇒ f_{ca} = 215.0 MPa

$b / 46.0 \cdot i\cdot n$ = 8.7 mm ≤ t_u = 10 mm < $b / 23.0 \cdot i\cdot n$ = 17.4 mm

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_u\cdot i\cdot n) - 23.0\}$ = 135.1 MPa

$b / 80.0 \cdot i\cdot n$ = 5.0 mm ≤ t_u = 10 mm ≥ $b / 46.0 \cdot i\cdot n$ = 8.7 mm

⇒ $f_{ca} = 220,000\{(t_u\cdot i\cdot n)/b\}^2$ = 137.5 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	-	-	-	-	57.500	-57.233	135.100	215.000
1+2+3	2.805	1.615	10.800	10.800	67.421	-110.510	215.000	215.000
1+2+3+5	2.258	1.478	10.800	10.800	74.386	-110.724	247.250	215.000
1+2+3+5+6	1.077	0.123	10.800	10.800	100.693	-112.016	247.250	215.000
1+2+3+5+6+7	0.549	-0.725	12.420	2.174	117.738	-111.976	279.500	247.250
1+2+3+5+6-7	1.605	0.972	12.420	12.420	83.648	-112.055	279.500	247.250
1+2+4	1.157	0.666	12.960	12.960	61.592	-79.209	258.000	258.000
1+2+3+0.5×4	2.822	1.625	13.500	13.500	67.481	-110.835	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5	2.275	1.487	13.500	13.500	74.446	-111.049	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6	1.094	0.133	13.500	13.500	100.753	-112.340	268.750	268.750
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.566	-0.715	14.580	2.552	117.798	-112.301	290.250	290.250
1+2+3+0.5×4+5+6-7	1.623	0.981	14.580	14.580	83.708	-112.380	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	0.181	0.071	0.071	0.071	0.253	0.142	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.098	0.264	0.071	0.071	0.170	0.336	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.091	0.265	0.071	0.071	0.162	0.337	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.166	0.271	0.071	0.071	0.237	0.343	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.177	0.205	0.071	0.071	0.249	0.276	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.090	0.205	0.071	0.071	0.161	0.277	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.057	0.094	0.016	0.016	0.073	0.110	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.063	0.170	0.049	0.049	0.112	0.219	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.077	0.171	0.049	0.049	0.125	0.219	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.141	0.175	0.049	0.049	0.189	0.223	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.165	0.150	0.049	0.049	0.213	0.198	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.083	0.150	0.049	0.049	0.132	0.199	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{57.500}{135.100}\right)^2 + \left(\frac{33.393}{125.000}\right)^2 = 0.181 + 0.071 = 0.253 \leq 1.2$$ ····· O.K !!

[하 연]

$$\left(\frac{-112.016}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{33.393}{125.000}\right)^2 = 0.271 + 0.071 = 0.343 \leq 1.2$$ ····· 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} = 10.0 mm ····· O.K !!

$t_{m\,in}$ = b/(46·i·n) = 2,400.0 /(46 × 1.0× 6) = 8.7 ≤ t_{use} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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 / 57.500) = 1.93 ≥ 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.

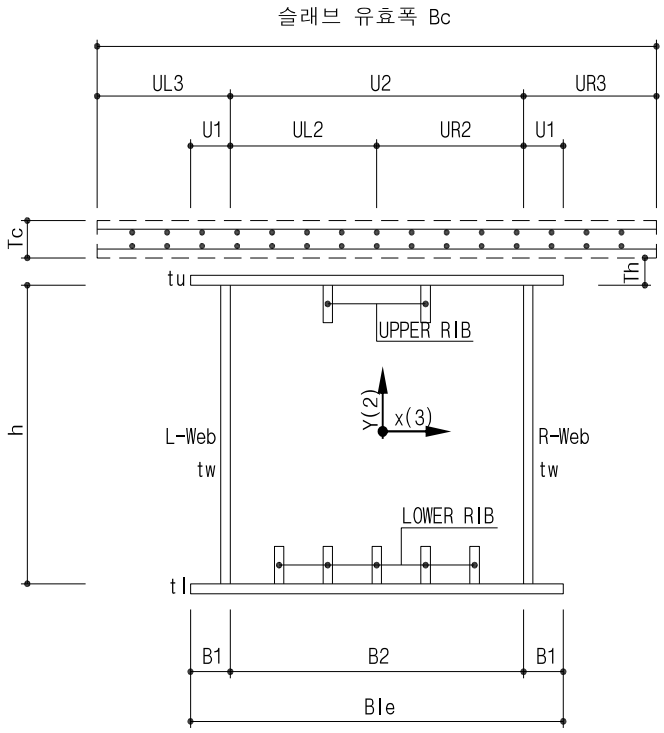
▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	74.750	-74.403	355.000	O.K !!
1+2+3	5.076	2.924	16.200	O.K !!	92.705	-170.822	355.000	O.K !!
1+2+3+7	5.604	3.772	16.200	O.K !!	109.750	-170.862	355.000	O.K !!
1+2+3+5	4.529	2.786	16.200	O.K !!	99.669	-171.035	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	3.348	1.432	16.200	O.K !!	125.976	-172.327	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	2.820	0.583	16.200	O.K !!	143.021	-172.288	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	3.877	2.280	16.200	O.K !!	108.931	-172.367	355.000	O.K !!
1+2+4	1.494	0.860	16.200	O.K !!	80.034	-102.776	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	5.093	2.933	16.200	O.K !!	92.765	-171.147	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	4.565	2.085	16.200	O.K !!	109.810	-171.107	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	4.547	2.796	16.200	O.K !!	99.730	-171.360	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	3.366	1.441	16.200	O.K !!	126.037	-172.652	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	2.837	0.593	16.200	O.K !!	143.082	-172.612	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	3.894	2.290	16.200	O.K !!	108.992	-172.692	355.000	O.K !!

4.7.5 부모멘트(Splice)

[G2 : SPLICE - 5] : 절점 46 로 부터 이격거리 0.617 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B

Bc	4,402.0	mm
U1	120.0	mm
UL2	1,200.0	mm
UR2	1,200.0	mm

상부 플랜지 유효폭

Bue	2,476.3	mm

하부 플랜지 유효폭

Ble	2,476.3	mm
B1	120.0	mm
B2	2,400.0	mm
Tc	240.0	mm
Th	50.0	mm
h	2,025.0	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	-5,411.745
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,705.518
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-73.392
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-4,026.499
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	1,062.931
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	557.375
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	59.055
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	743.668
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	78.628
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-27.991
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	203.268
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	695.892
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

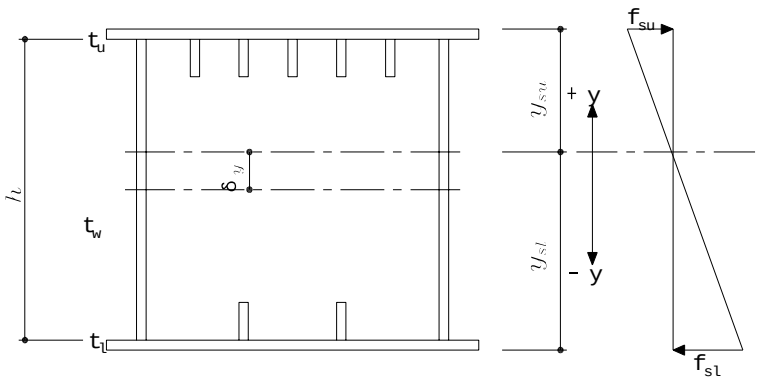
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,476.3 × 12.0	29,715.6	1,018.5	3.027E+07	3.083E+10	3.566E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	937.5	3.938E+06	3.691E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
R - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-937.5	-9.844E+06	9.229E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,476.3 × 16.0	39,620.8	-1,020.5	-4.043E+07	4.126E+10	8.452E+05
강재 단면 합계		132,636.4	-	-1.607E+07	8.501E+10	1.664E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,611.6	1,242.5	15,669,967.7	19,469,934,907.2	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,611.6	1,102.5	13,904,337.6	15,329,532,165.6	-
RE-Bar 합계		25,223.3		2.957E+07	3.480E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,402.0 × 240.0	1,056,472.8	1,182.5	1.249E+09	1.477E+12	5.071E+09

※ A_s = 132,636.4 mm^2 A_{c1} = 1,056,472.8 mm^2 A_r = 25,223.3 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -16,073,937.8 / 132,636.4 = -121.188 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,025.0 / 2 + 12.0 - -121.188 = 1,145.688 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,025.0 / 2 + 16.0 + -121.188 } = -907.312 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 16,636,295,580.9 + 85,007,072,680.3 - 132,636.4 × -121.188² = 9.970E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -5,411.745×1,145.7/99,695,400,159.0 = **-62.191** MPa

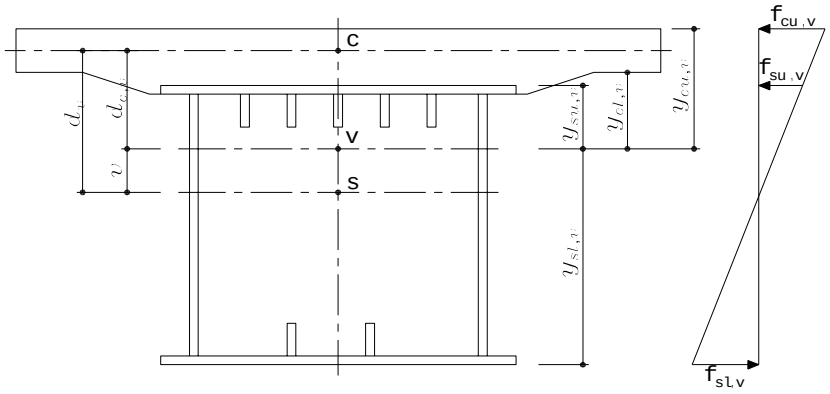
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -5,411.745×-907.3/99,695,400,159.0 = **49.251** MPa

▪ 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) = 4.751E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,062.931 / 48,600.0 + 78.628 / (2 × 4,751,175.9 × 12.0) = 22.561 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 132,636.4 + 25,223.3 = 157,859.7 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,145.7 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,611.6/25,223.3 = 1,293.7 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,223.3 × 1,293.7 / 157,859.7 = 206.7 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,293.7 - 206.7 = 1,087.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 99,695,400,159.0+132,636.4×206.7² +0.0+25,223.3×1,087.0² = 1.352E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,145.7 - 206.7 = 939.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -907.3 - 206.7 = -1,114.0 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,087.0 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,611.6 / 25,223.3 = 1,157.0 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,087.0 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,611.6 / 25,223.3 = 1,017.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,705.518 × 939.0 / 135,164,672,093.5 = **-18.795** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,705.518 × -1,114.0 / 135,164,672,093.5 = **22.299** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,705.518 × 1,157.0 / 135,164,672,093.5 = **-23.159** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,705.518 × 1,017.0 / 135,164,672,093.5 = **-20.356** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + TI/2)$ = 4.791E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 557.375 / 48,600.0 + 27.991 / (2 × 4,791,121.3 × 12.0) = 11.712 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -4,026.499 × 939.0 / 135,164,672,093.5 = **-27.972** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -4,026.499 × -1,114.0 / 135,164,672,093.5 = **33.186** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -4,026.499 × 1,157.0 / 135,164,672,093.5 = **-34.466** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -4,026.499 × 1,017.0 / 135,164,672,093.5 = **-30.295** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 743.668 / 48,600.0 + 695.892 / (2 × 4,791,121.3 × 12.0) = 21.354 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -73.392 × 939.0 / 135,164,672,093.5 = **-0.510** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -73.392 × -1,114.0 / 135,164,672,093.5 = **0.605** MPa

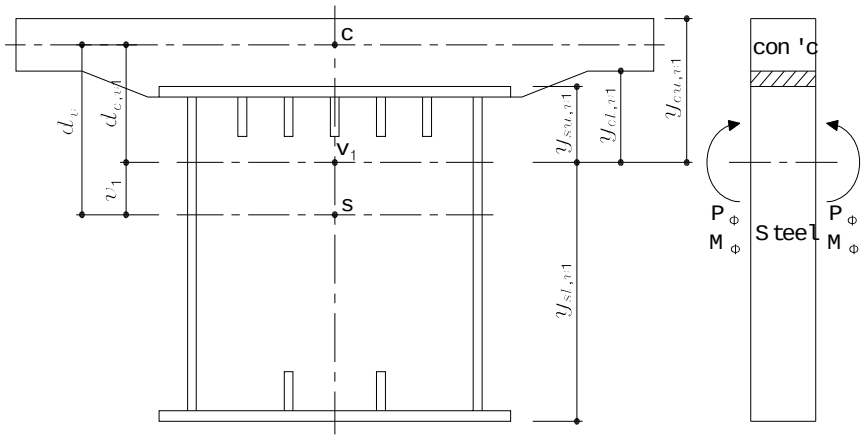
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -73.392 × 1,157.0 / 135,164,672,093.5 = **-0.090** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -73.392 × 1,017.0 /135,164,672,093.5 = **-0.079** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 59.055 / 48,600.0 + 203.268 / (2 × 4,791,121.3 × 12.0) = 2.983 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,056,472.8 / 7.0 = 150,924.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,071,069,440.0 / 7.0 = 7.244E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 132,636.4 + 150,924.7 = 283,561.1 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,145.7 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,303.7 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 150,924.7 × 1,303.7 / 283,561.1 = 693.9 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,303.7 - 693.9 = 609.8 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 = -0.221 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 132,636.4 + 1,056,472.8 / 14.0 = 2.081E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,056,472.8/14.0)×1,303.7 / 208,098.7 = 472.8 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,303.7 - 472.8 = 830.9 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (99,695,400,159.0 + 132,636.4×693.9²) + (5,071,069,440.0/7.0 + 1,056,472.8/7.0 × 609.8²) = 1.920E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -2,705.5 × 609.8 × 1,056,472.8 / (7.0 × 191,980,289,879.3) = -1.297E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,297,011.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.297E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,297,011.4 × 830.9 = -1.078E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,297,011.4/157,859.7 + -0.221 \times -1,077,731,876.2 \times 1,157.0/135,164,672,093.5 =$ **-6.174** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,297,011.4/157,859.7 + -0.221 \times -1,077,731,876.2 \times 1,017.0/135,164,672,093.5 =$ **-6.421** MPa

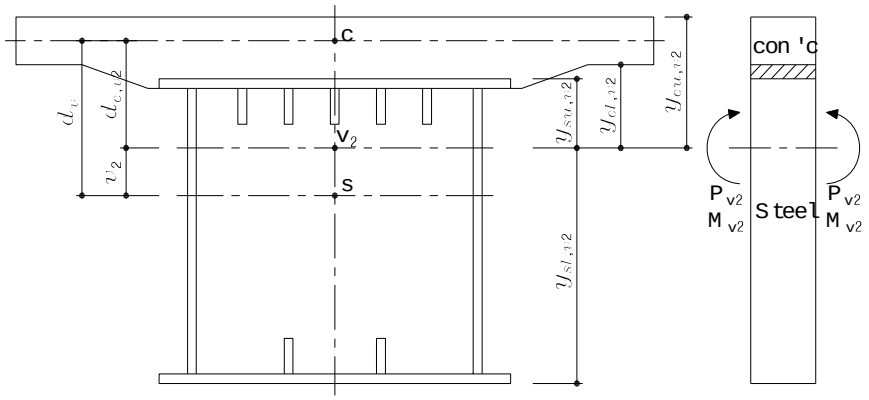
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,297,011.4/157,859.7 + -0.221 \times -1,077,731,876.2 \times 939.0/135,164,672,093.5 =$ **-6.559** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,297,011.4/157,859.7 + -0.221 \times -1,077,731,876.2 \times -1,114.0/135,164,672,093.5 =$ **-10.182** 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 132,636.4 + 1,056,472.8 / 21.0 = 1.829E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,056,472.8/21.0)\times1,303.7 / 182,944.6 = 358.5$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,303.7 - 358.5 = 945.2$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,056,472.8 / 21.0 = 2.785E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,784,560.5 \times 945.2 = 2.632E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,784,560.5/157,859.7 + -0.221\times2,631,924,192.6\times1,157.0/135,164,672,093.5$

$= 12.653$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,784,560.5/157,859.7 + -0.221\times2,631,924,192.6\times1,017.0/135,164,672,093.5$

$= 13.256$ MPa

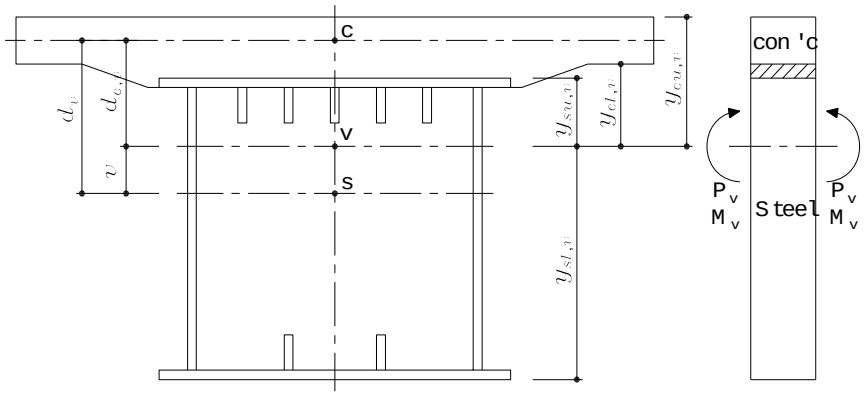
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,784,560.5/157,859.7 + -0.221\times2,631,924,192.6\times939.0/135,164,672,093.5 = 13.592$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,784,560.5/157,859.7 + -0.221\times2,631,924,192.6\times-1,114.0/135,164,672,093.5 = 22.441$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,056,472.8 / 7.0 = 3.713E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,712,747.3 × 609.8 = 2.264E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,712,747.3/157,859.7 + -0.221×2,264,045,470.7×1,157.0/135,164,672,093.5 - 205,000.0×0.000120 = **-5.370** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,712,747.3/157,859.7 + -0.221×2,264,045,470.7×1,017.0/135,164,672,093.5 - 205,000.0×0.000120 = **-4.851** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,712,747.3/157,859.7+-0.221×2,264,045,470.7×939.0/135,164,672,093.5 = **20.038** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,712,747.3/157,859.7+-0.221×2,264,045,470.7×-1,114.0/135,164,672,093.5 = **27.650** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,363.974/48,600.0 + 78.628/114,028,220.4 + 723.883/114,986,910.7 = 55.626$ MPa

※ υ = 55.6 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,679.361/48,600.0 + 78.628/114,028,220.4 + 231.259/114,986,910.7 = 37.255$ MPa

※ υ = 37.3 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,393.502/48,600.0 + 78.628/114,028,220.4 + 825.517/114,986,910.7 = 57.118$ MPa

※ υ = 57.1 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	-	-	-	-	-62.191	49.251	215.000	205.600
1+2+3	-57.625	-50.652	160.000	160.000	-108.958	104.736	215.000	205.600
1+2+3+5	-63.799	-57.073	160.000	160.000	-115.517	94.554	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-51.146	-43.817	160.000	160.000	-101.925	116.995	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-56.516	-48.668	184.000	184.000	-81.887	144.645	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-45.776	-38.966	184.000	184.000	-121.962	89.345	247.250	236.440
1+2+4	-23.248	-20.435	192.000	192.000	-81.496	72.155	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-57.669	-50.691	200.000	200.000	-109.213	105.039	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-63.844	-57.113	200.000	200.000	-115.772	94.857	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-51.191	-43.856	200.000	200.000	-102.179	117.297	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-56.561	-48.707	216.000	216.000	-82.141	144.947	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-45.821	-39.005	216.000	216.000	-122.217	89.648	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	0.084	0.057	0.198	0.198	0.282	0.255	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.257	0.260	0.198	0.198	0.455	0.458	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.289	0.212	0.198	0.198	0.487	0.410	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.225	0.324	0.198	0.198	0.423	0.522	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.110	0.374	0.198	0.198	0.308	0.572	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.243	0.143	0.198	0.198	0.441	0.341	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.100	0.086	0.062	0.062	0.161	0.147	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.165	0.167	0.134	0.134	0.299	0.301	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.186	0.136	0.134	0.134	0.319	0.270	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.145	0.208	0.134	0.134	0.278	0.342	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.080	0.273	0.134	0.134	0.214	0.406	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.177	0.104	0.134	0.134	0.311	0.238	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-115.517}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{55.626}{125.000}\right) = 0.289 + 0.198 = 0.487 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{144.645}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{55.626}{125.000}\right) = 0.374 + 0.198 = 0.572 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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) = 2,025.0 /(206 ×1.200) = 8.2 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 49.251) = 2.09 ≥ 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.

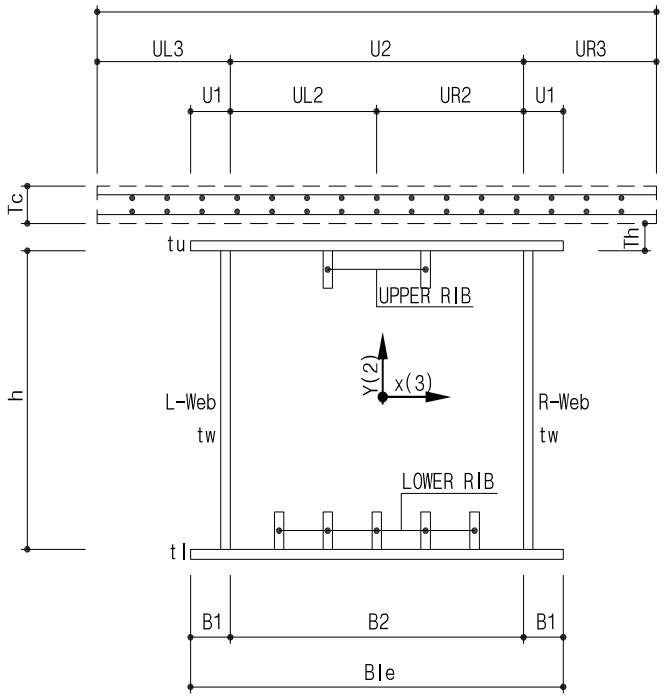
▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

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	-	-	-	-	-80.848	64.027	355.000	O.K !!
1+2+3	-104.208	-91.598	240.000	O.K !!	-165.421	164.366	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-109.578	-96.449	240.000	O.K !!	-185.459	192.015	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-110.382	-98.020	240.000	O.K !!	-171.980	154.183	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-97.729	-84.763	240.000	O.K !!	-158.388	176.624	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-103.100	-89.615	240.000	O.K !!	-138.350	204.274	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-92.359	-79.912	240.000	O.K !!	-178.426	148.975	355.000	O.K !!
1+2+4	-30.196	-26.542	240.000	O.K !!	-105.792	93.620	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-104.253	-91.638	240.000	O.K !!	-165.676	164.668	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-109.623	-96.489	240.000	O.K !!	-145.638	192.318	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-110.427	-98.059	240.000	O.K !!	-172.235	154.486	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-97.774	-84.803	240.000	O.K !!	-158.643	176.927	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-103.144	-89.654	240.000	O.K !!	-138.605	204.576	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-92.404	-79.952	240.000	O.K !!	-178.681	149.277	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 6] : 절점 47 로 부터 이격거리 4.320 m

1) 단면가정 및 설계조건

슬래브 유효폭 Bc



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,398.2	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,474.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,474.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,025.0	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	-5,979.826
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,973.655
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-77.296
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-4,110.007
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-931.271
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-495.193
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-58.012
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-747.628
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	16.669
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	44.117
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	123.280
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	520.868
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

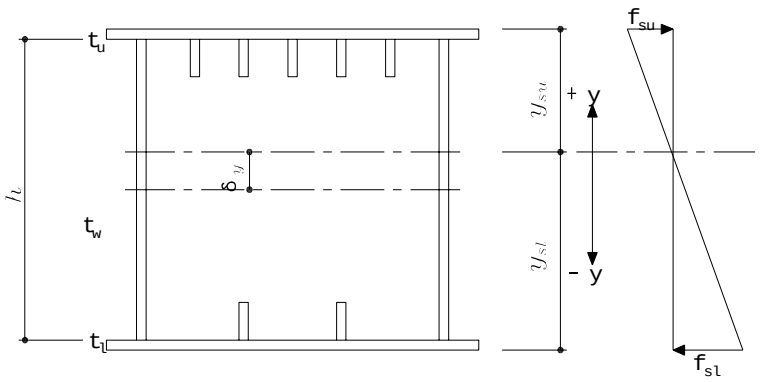
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,474.0 × 12.0	29,688.1	1,018.5	3.024E+07	3.080E+10	3.563E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	937.5	3.938E+06	3.691E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
R - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-937.5	-9.844E+06	9.229E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,474.0 × 16.0	39,584.2	-1,020.5	-4.040E+07	4.122E+10	8.445E+05
강재 단면 합계		132,572.3	-	-1.606E+07	8.494E+10	1.664E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,600.9	1,242.5	15,656,654.2	19,453,392,868.8	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,600.9	1,102.5	13,892,524.2	15,316,507,894.5	-
RE-Bar 합계		25,201.9		2.955E+07	3.477E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,398.2 × 240.0	1,055,575.2	1,182.5	1.248E+09	1.476E+12	5.067E+09

※ A_s = 132,572.3 mm^2 A_{c1} = 1,055,575.2 mm^2 A_r = 25,201.9 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -16,064,535.1 / 132,572.3 = -121.176 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,025.0 / 2 + 12.0 - -121.176 = 1,145.676 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 2,025.0 / 2 + 16.0 + -121.176 } = -907.324 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 16,636,294,469.5 + 84,940,408,877.3 - 132,572.3 × -121.176² = 9.963E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -5,979.826×1,145.7/99,630,072,522.5 = **-68.764** MPa

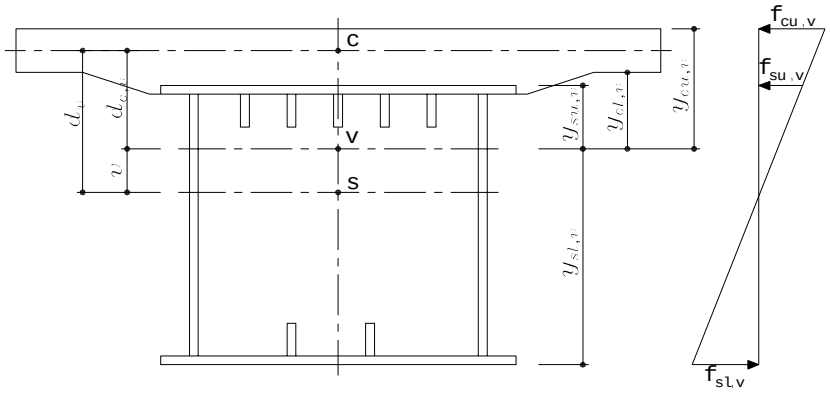
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -5,979.826×-907.3/99,630,072,522.5 = **54.458** MPa

▪ 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) = 4.749E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 931.271 / 48,600.0 + 16.669 / (2 × 4,748,841.2 × 12.0) = 19.308 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 132,572.3 + 25,201.9 = 157,774.1 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,145.7 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,600.9/25,201.9 = 1,293.7 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,201.9 × 1,293.7 / 157,774.1 = 206.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,293.7 - 206.6 = 1,087.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 99,630,072,522.5+132,572.3×206.6² +0.0+25,201.9×1,087.0² = 1.351E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,145.7 - 206.6 = 939.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -907.3 - 206.6 = -1,114.0 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,087.0 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,600.9 / 25,201.9 = 1,157.0 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,087.0 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,600.9 / 25,201.9 = 1,017.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,973.655 × 939.0 / 135,070,609,227.7 = **-20.673** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,973.655 × -1,114.0 / 135,070,609,227.7 = **24.525** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,973.655 × 1,157.0 / 135,070,609,227.7 = **-25.473** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,973.655 × 1,017.0 / 135,070,609,227.7 = **-22.391** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.789E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 495.193 / 48,600.0 + 44.117 / (2 × 4,788,767.0 × 12.0) = 10.573 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -4,110.007 × 939.0 / 135,070,609,227.7 = **-28.573** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -4,110.007 × -1,114.0 / 135,070,609,227.7 = **33.896** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -4,110.007 × 1,157.0 / 135,070,609,227.7 = **-35.207** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -4,110.007 × 1,017.0 / 135,070,609,227.7 = **-30.947** MPa

▪ 전단응력 검토

$v = V_v / A_w + M_{vt} / (2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 747.628 / 48,600.0 + 520.868 / (2 × 4,788,767.0 × 12.0) = 19.915 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -77.296 × 939.0 / 135,070,609,227.7 = **-0.537** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -77.296 × -1,114.0 / 135,070,609,227.7 = **0.637** MPa

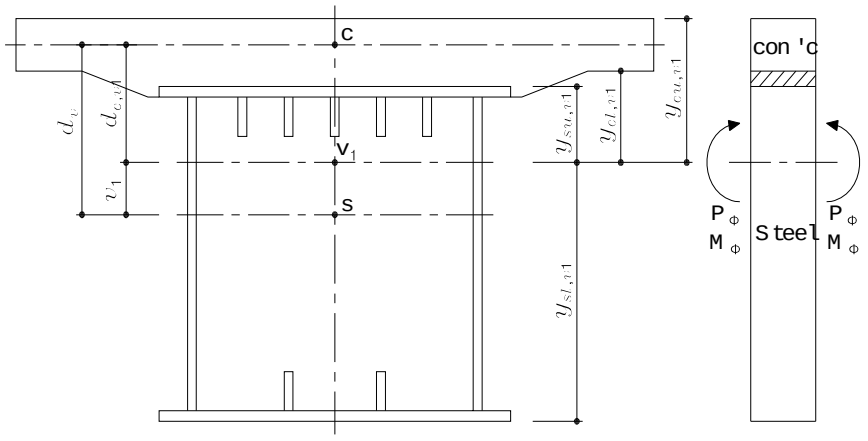
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -77.296 × 1,157.0 / 135,070,609,227.7 = **-0.095** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -77.296 × 1,017.0 /135,070,609,227.7 = **-0.083** MPa

▪ 전단응력 검토

$v = V_w / A_w + M_{wt} / (2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 58.012 / 48,600.0 + 123.280 / (2 × 4,788,767.0 × 12.0) = 2.266 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,055,575.2 / 7.0 = 150,796.5 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,066,760,960.0 / 7.0 = 7.238E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 132,572.3 + 150,796.5 = 283,368.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,145.7 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,303.7 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 150,796.5 × 1,303.7 / 283,368.7 = 693.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,303.7 - 693.8 = 609.9 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 = -0.301 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 132,572.3 + 1,055,575.2 / 14.0 = 2.080E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,055,575.2/14.0)×1,303.7 / 207,970.5 = 472.6 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,303.7 - 472.6 = 831.0 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (99,630,072,522.5 + 132,572.3×693.8²) + (5,066,760,960.0/7.0 + 1,055,575.2/7.0 × 609.9²) = 1.918E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -2,973.7 × 609.9 × 1,055,575.2 / (7.0 × 191,847,263,962.2) = -1.426E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,425,596.0 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.426E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,425,596.0 × 831.0 = -1.185E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,425,596.0/157,774.1 + -0.301 \times -1,184,723,462.4 \times 1,157.0/135,070,609,227.7 =$ **-5.982** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,425,596.0/157,774.1 + -0.301 \times -1,184,723,462.4 \times 1,017.0/135,070,609,227.7 =$ **-6.352** MPa

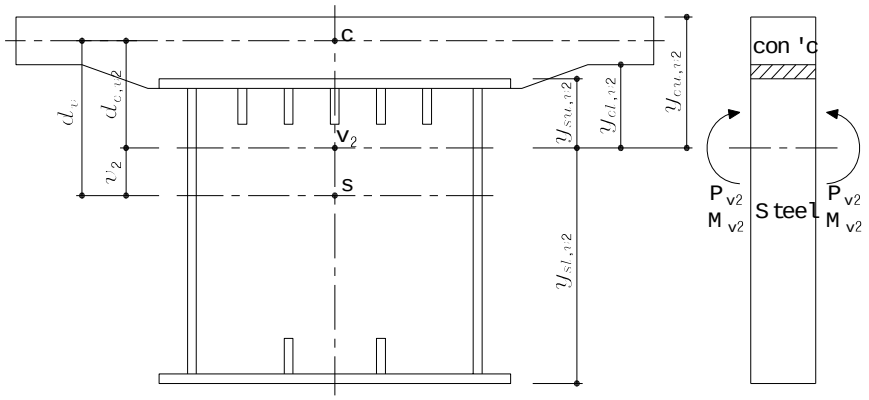
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,425,596.0/157,774.1 + -0.301 \times -1,184,723,462.4 \times 939.0/135,070,609,227.7 =$ **-6.558** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,425,596.0/157,774.1 + -0.301 \times -1,184,723,462.4 \times -1,114.0/135,070,609,227.7 =$ **-11.975** 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

$n_2 = n\cdot(1+\phi_2/2) = 7.0\times(1+4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 132,572.3 + 1,055,575.2 / 21.0 = 1.828E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,055,575.2/21.0)\times1,303.7 / 182,837.8 = 358.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,303.7 - 358.4 = 945.3$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,055,575.2 / 21.0 = 2.782E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,782,194.6 \times 945.3 = 2.630E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,782,194.6/157,774.1 + -0.301\times2,629,928,186.0\times1,157.0/135,070,609,227.7$

$= \mathbf{10.856}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,782,194.6/157,774.1 + -0.301\times2,629,928,186.0\times1,017.0/135,070,609,227.7$

$= \mathbf{11.676}$ MPa

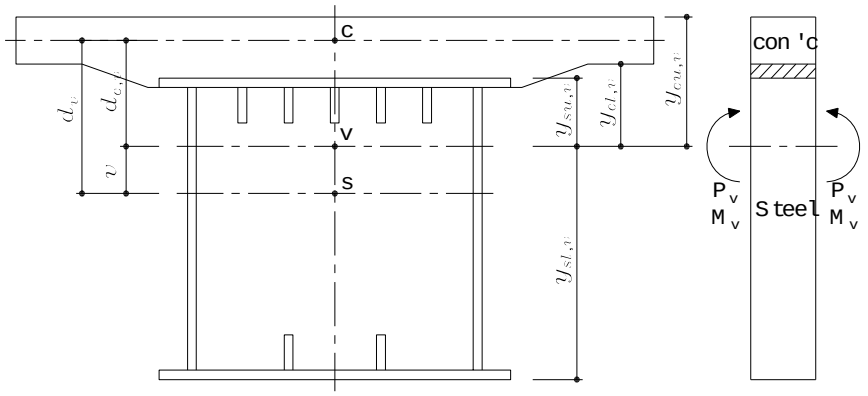
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,782,194.6/157,774.1 + -0.301\times2,629,928,186.0\times939.0/135,070,609,227.7 = \mathbf{12.133}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,782,194.6/157,774.1 + -0.301\times2,629,928,186.0\times-1,114.0/135,070,609,227.7 = \mathbf{24.160}$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,055,575.2 / 7.0 = 3.710E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,709,592.8 × 609.9 = 2.263E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,709,592.8/157,774.1 + -0.301×2,262,541,725.1×1,157.0/135,070,609,227.7
- 205,000.0×0.000120 = **-6.919** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,709,592.8/157,774.1 + -0.301×2,262,541,725.1×1,017.0/135,070,609,227.7
- 205,000.0×0.000120 = **-6.214** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,709,592.8/157,774.1+-0.301×2,262,541,725.1×939.0/135,070,609,227.7 = **18.779** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,709,592.8/157,774.1+-0.301×2,262,541,725.1×-1,114.0/135,070,609,227.7 = **29.126** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,174.092/48,600.0 + 16.669/113,972,188.7 + 564.985/114,930,407.9 = 49.797$ MPa

※ υ = 49.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,484.476/48,600.0 + 16.669/113,972,188.7 + 167.397/114,930,407.9 = 32.148$ MPa

※ υ = 32.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,203.098/48,600.0 + 16.669/113,972,188.7 + 626.625/114,930,407.9 = 50.930$ MPa

※ υ = 50.9 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6)^{-23.000000}\} = 205.6$ 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	-	-	-	-	-68.764	54.458	215.000	205.600
1+2+3	-60.680	-53.337	160.000	160.000	-118.011	112.879	215.000	205.600
1+2+3+5	-66.662	-59.689	160.000	160.000	-124.568	100.903	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-55.806	-48.013	160.000	160.000	-112.435	125.063	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-62.725	-54.227	184.000	184.000	-93.656	154.190	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-48.887	-41.799	184.000	184.000	-131.215	95.937	247.250	236.440
1+2+4	-25.567	-22.474	192.000	192.000	-89.974	79.620	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-60.727	-53.379	200.000	200.000	-118.279	113.198	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-66.709	-59.731	200.000	200.000	-124.837	101.222	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-55.853	-48.055	200.000	200.000	-112.704	125.382	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-62.773	-54.268	216.000	216.000	-93.924	154.509	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-48.934	-41.841	216.000	216.000	-131.483	96.256	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	0.102	0.070	0.159	0.159	0.261	0.229	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.301	0.301	0.159	0.159	0.460	0.460	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.336	0.241	0.159	0.159	0.494	0.400	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.273	0.370	0.159	0.159	0.432	0.529	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.143	0.425	0.159	0.159	0.302	0.584	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.282	0.165	0.159	0.159	0.440	0.323	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.122	0.104	0.046	0.046	0.168	0.150	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.194	0.194	0.106	0.106	0.300	0.300	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.216	0.155	0.106	0.106	0.322	0.261	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.176	0.238	0.106	0.106	0.282	0.344	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.105	0.310	0.106	0.106	0.211	0.416	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.205	0.120	0.106	0.106	0.311	0.227	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-124.568}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{49.797}{125.000}\right) = 0.336 + 0.159 = 0.494 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{154.190}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{49.797}{125.000}\right) = 0.425 + 0.159 = 0.584 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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) = 2,025.0 /(206 ×1.200) = 8.2 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 54.458) = 1.99 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

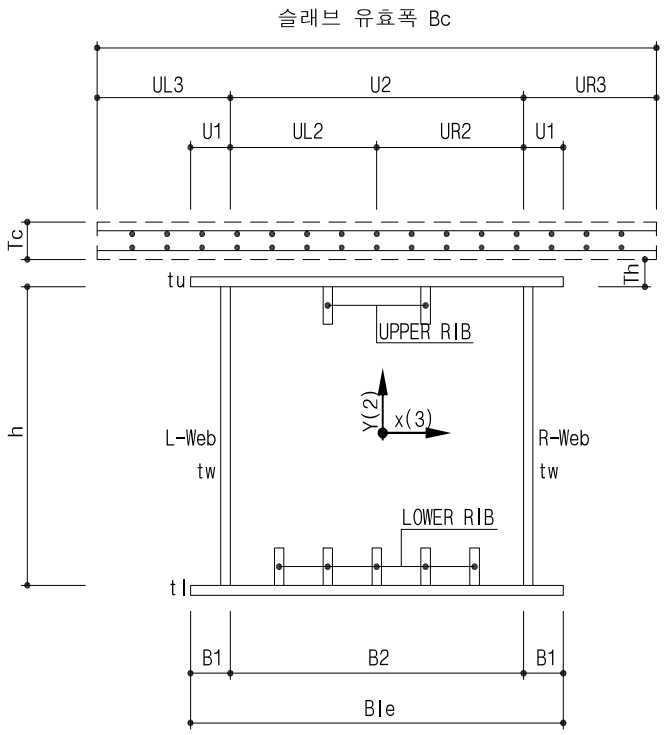
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-89.393	70.795	355.000	O.K !!
1+2+3	-108.809	-95.643	240.000	O.K !!	-177.701	175.555	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-115.729	-101.857	240.000	O.K !!	-196.480	204.681	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-114.791	-101.995	240.000	O.K !!	-184.259	163.579	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-103.936	-90.319	240.000	O.K !!	-172.126	187.739	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-110.855	-96.533	240.000	O.K !!	-153.346	216.866	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-97.016	-84.105	240.000	O.K !!	-190.905	158.613	355.000	O.K !!
1+2+4	-33.209	-29.191	240.000	O.K !!	-116.806	103.315	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-108.857	-95.685	240.000	O.K !!	-177.970	175.873	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-115.776	-101.899	240.000	O.K !!	-159.190	205.000	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-114.839	-102.037	240.000	O.K !!	-184.527	163.898	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-103.983	-90.361	240.000	O.K !!	-172.394	188.058	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-110.902	-96.574	240.000	O.K !!	-153.615	217.184	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-97.064	-84.147	240.000	O.K !!	-191.174	158.932	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 7] : 절점 12 로 부터 이격거리 1.874 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	=	1,809.0	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	-555.867
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-498.751
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-35.137
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-2,486.690
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-551.795
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-247.260
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-6.656
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-516.133
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-44.907
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	83.900
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	67.482
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	429.235
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

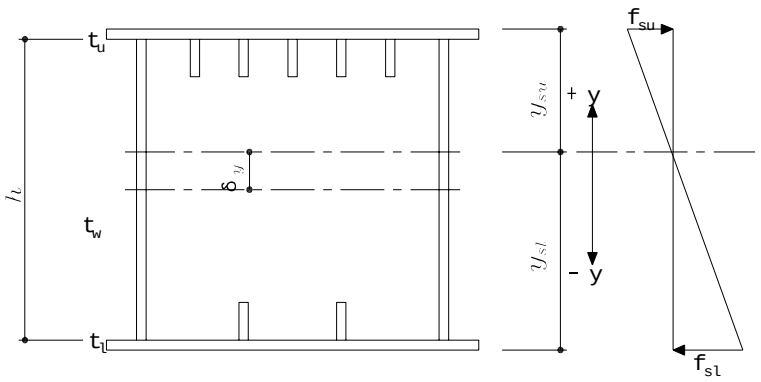
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	909.5	2.401E+07	2.184E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	829.5	8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
R - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-829.5	-8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-910.5	-2.884E+07	2.626E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		122,496.0	-	-4.834E+06	6.255E+10	1.188E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,134.5	14,626,541.3	16,593,811,048.1	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	994.5	12,821,591.3	12,751,072,498.1	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.745E+07	2.934E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,074.5	1.160E+09	1.247E+12	5.184E+09

※ A_s = 122,496.0 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

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,833,840.0 / 122,496.0 = -39.461 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,809.0 / 2 + 10.0 - -39.461 = 953.961 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,809.0 / 2 + 12.0 + -39.461 } = -877.039 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,879,811,418.0 + 62,550,342,570.0 - 122,496.0 × -39.461² = 7.424E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -555.867×954.0/74,239,404,827.7 = **-7.143** MPa

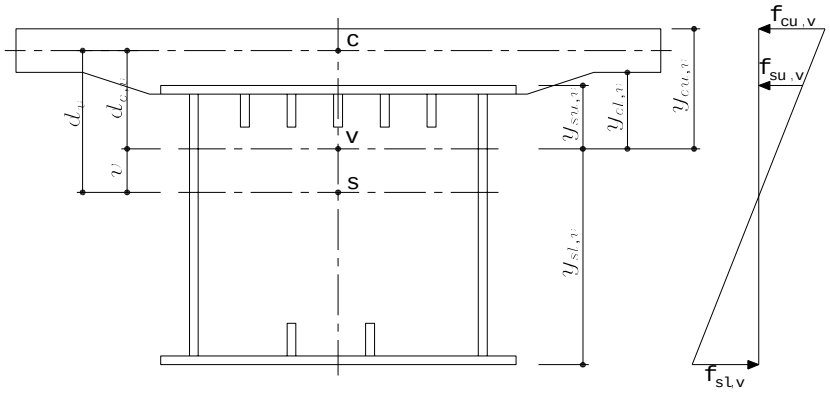
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -555.867×-877.0/74,239,404,827.7 = **6.567** MPa

- 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) = 4.390E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 551.795 / 43,416.0 + 44.907 / (2 × 4,389,840.0 × 12.0) = 13.136 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 122,496.0 + 25,785.0 = 148,281.0 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 954.0 - 10.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,104.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,104.0 / 148,281.0 = 192.0 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,104.0 - 192.0 = 912.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 74,239,404,827.7+122,496.0×192.0² +0.0+25,785.0×912.0² = 1.002E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 954.0 - 192.0 = 762.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -877.0 - 192.0 = -1,069.0 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 912.0 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 982.0 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 912.0 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 842.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -498.751 × 762.0 / 100,199,791,814.0 = **-3.793** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -498.751 × -1,069.0 / 100,199,791,814.0 = **5.321** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -498.751 × 982.0 / 100,199,791,814.0 = **-4.888** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -498.751 × 842.0 / 100,199,791,814.0 = **-4.191** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + (Tu + Tc/n)/2 +Tl/2) = 4.431E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 247.260 / 43,416.0 + 83.900 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = 6.484 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,486.690 × 762.0 / 100,199,791,814.0 = **-18.911** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,486.690 × -1,069.0 / 100,199,791,814.0 = **26.530** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,486.690 × 982.0 / 100,199,791,814.0 = **-24.370** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,486.690 × 842.0 / 100,199,791,814.0 = **-20.896** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 516.133 / 43,416.0 + 429.235 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = 15.924 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -35.137 × 762.0 / 100,199,791,814.0 = **-0.267** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -35.137 × -1,069.0 / 100,199,791,814.0 = **0.375** MPa

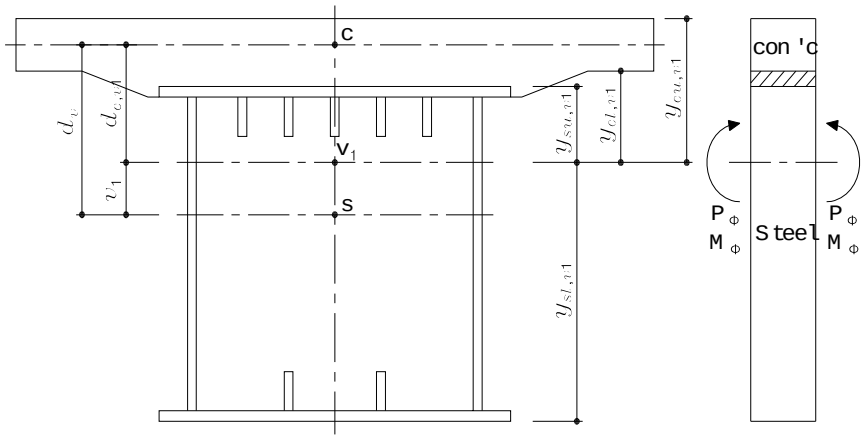
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -35.137 × 982.0 / 100,199,791,814.0 = **-0.049** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -35.137 × 842.0 /100,199,791,814.0 = **-0.042** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 6.656 / 43,416.0 + 67.482 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = 0.788 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

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 122,496.0 + 154,285.7 = 276,781.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 954.0 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,114.0 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,114.0 / 276,781.7 = 621.0 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,114.0 - 621.0 = 493.0 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 = -0.208 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 122,496.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.996E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,114.0 / 199,638.9 = 430.4 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,114.0 - 430.4 = 683.5 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (74,239,404,827.7 + 122,496.0×621.0²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 493.0²) = 1.406E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -498.8 × 493.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 140,592,101,504.7) = -2.698E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -269,837.9 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -2.698E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -269,837.9 × 683.5 = -1.844E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -269,837.9/148,281.0 + -0.208 \times -184,437,759.5 \times 982.0/100,199,791,814.0 =$ **-1.443** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -269,837.9/148,281.0 + -0.208 \times -184,437,759.5 \times 842.0/100,199,791,814.0 =$ **-1.497** MPa

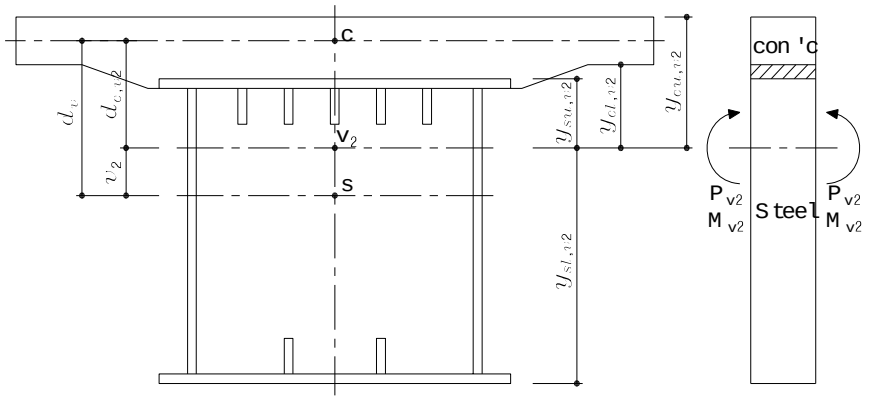
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -269,837.9/148,281.0 + -0.208 \times -184,437,759.5 \times 762.0/100,199,791,814.0 =$ **-1.528** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -269,837.9/148,281.0 + -0.208 \times -184,437,759.5 \times -1,069.0/100,199,791,814.0 =$ **-2.230** 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 122,496.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.739E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,114.0 / 173,924.6 = 329.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,114.0 - 329.4 = 784.6$ 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

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 784.6 = 2.233E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,281.0 + -0.208\times2,233,331,125.0\times982.0/100,199,791,814.0$

$= \mathbf{14.638}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,281.0 + -0.208\times2,233,331,125.0\times842.0/100,199,791,814.0$

$= \mathbf{15.288}$ MPa

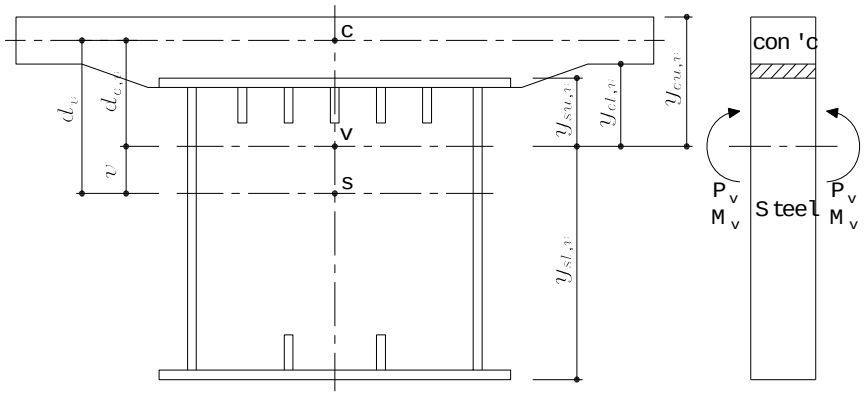
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,281.0 + -0.208\times2,233,331,125.0\times762.0/100,199,791,814.0 = \mathbf{15.660}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,281.0 + -0.208\times2,233,331,125.0\times-1,069.0/100,199,791,814.0 = \mathbf{24.160}$ 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 × 493.0 = 1.871E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/148,281.0 + -0.208×1,871,179,290.3×982.0/100,199,791,814.0 - 205,000.0×0.000120 = -2.823 MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/148,281.0 + -0.208×1,871,179,290.3×842.0/100,199,791,814.0 - 205,000.0×0.000120 = -2.279 MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/148,281.0+-0.208×1,871,179,290.3×762.0/100,199,791,814.0 = 22.632 MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/148,281.0+-0.208×1,871,179,290.3×-1,069.0/100,199,791,814.0 = 29.754 MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,315.189/43,416.0 + 44.907/105,356,160.0 + 513.135/106,348,525.7 = 35.544$ MPa

※ υ = 35.5 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 805.712/43,416.0 + 44.907/105,356,160.0 + 151.382/106,348,525.7 = 20.408$ MPa

※ υ = 20.4 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,318.517/43,416.0 + 44.907/105,356,160.0 + 546.876/106,348,525.7 = 35.938$ MPa

※ υ = 35.9 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(12.0\times1.0\times6)\ ^{-23.000000}\} = 166.4$ 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	-	-	-	-	-7.143	6.567	215.000	166.433
1+2+3	-29.258	-25.087	160.000	160.000	-29.846	38.418	215.000	166.433
1+2+3+5	-30.702	-26.584	160.000	160.000	-31.374	36.188	215.000	166.433
1+2+3+5+6	-16.063	-11.296	160.000	160.000	-15.714	60.348	215.000	166.433
1+2+3+5+6+7	-18.886	-13.574	184.000	184.000	6.918	90.102	247.250	191.398
1+2+3+5+6-7	-13.240	-9.017	184.000	184.000	-38.346	30.594	247.250	191.398
1+2+4	-4.937	-4.233	192.000	192.000	-11.203	12.263	258.000	199.720
1+2+3+0.5×4	-29.283	-25.108	200.000	200.000	-29.980	38.605	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5	-30.726	-26.605	200.000	200.000	-31.507	36.376	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6	-16.088	-11.317	200.000	200.000	-15.848	60.535	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-18.911	-13.595	216.000	216.000	6.785	90.289	290.250	224.685
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-13.264	-9.038	216.000	216.000	-38.480	30.781	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	0.001	0.002	0.081	0.081	0.082	0.082	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.019	0.053	0.081	0.081	0.100	0.134	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.021	0.047	0.081	0.081	0.102	0.128	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.005	0.131	0.081	0.081	0.086	0.212	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.001	0.222	0.081	0.081	0.082	0.302	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.024	0.026	0.081	0.081	0.105	0.106	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.002	0.004	0.019	0.019	0.020	0.022	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.012	0.034	0.053	0.053	0.065	0.087	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.014	0.031	0.053	0.053	0.067	0.083	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.003	0.085	0.053	0.053	0.056	0.138	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.001	0.161	0.053	0.053	0.053	0.214	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.018	0.019	0.053	0.053	0.070	0.072	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-38.346}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{35.544}{125.000}\right) = 0.024 + 0.081 = 0.105 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{90.102}{191.398}\right)^2 + \left(\frac{35.544}{125.000}\right) = 0.222 + 0.081 = 0.302 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 1,809.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 6.567) = 5.72 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

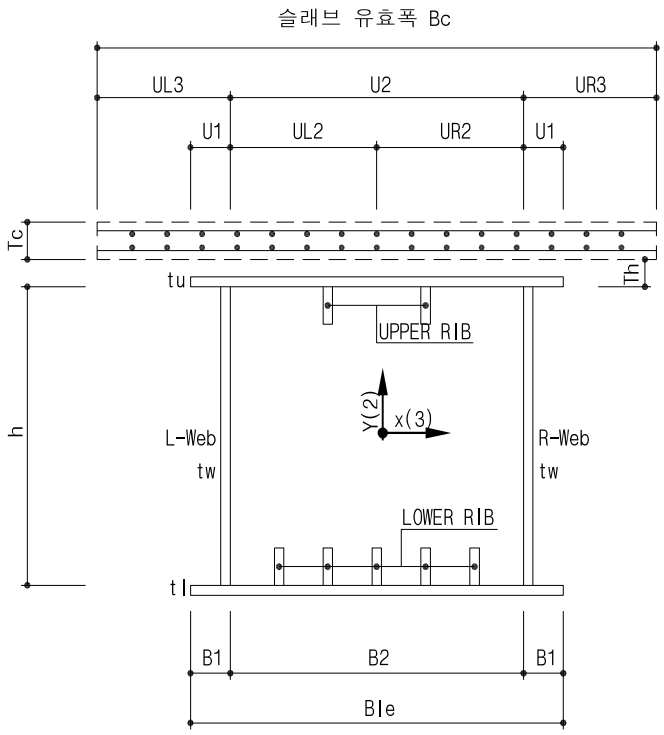
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-9.286	8.537	355.000	O.K !!
1+2+3	-58.751	-50.375	240.000	O.K !!	-54.874	72.494	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-61.574	-52.653	240.000	O.K !!	-77.506	102.248	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-60.194	-51.872	240.000	O.K !!	-56.402	70.264	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-45.555	-36.583	240.000	O.K !!	-40.742	94.424	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-48.379	-38.862	240.000	O.K !!	-18.109	124.178	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-42.732	-34.305	240.000	O.K !!	-63.374	64.670	355.000	O.K !!
1+2+4	-6.403	-5.491	240.000	O.K !!	-14.484	15.829	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-58.775	-50.396	240.000	O.K !!	-55.008	72.681	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-61.598	-52.674	240.000	O.K !!	-32.375	102.435	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-60.218	-51.893	240.000	O.K !!	-56.535	70.451	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-45.580	-36.604	240.000	O.K !!	-40.875	94.611	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-48.403	-38.883	240.000	O.K !!	-18.243	124.365	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-42.757	-34.326	240.000	O.K !!	-63.508	64.857	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 11] : 절점 55 로 부터 이격거리 0.617 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,400.9	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,475.6	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,475.6	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,025.0	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	-3,077.346
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,477.595
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-72.468
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,669.918
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	760.797
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	404.297
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	55.338
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	714.259
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	22.173
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-33.894
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	175.459
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	633.639
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

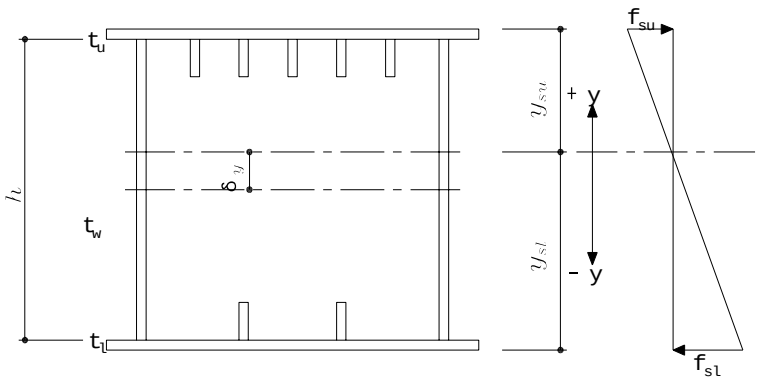
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,475.6 × 10.0	24,755.5	1,017.5	2.519E+07	2.563E+10	2.063E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	937.5	3.938E+06	3.691E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
R - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-937.5	-9.844E+06	9.229E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,475.6 × 16.0	39,608.8	-1,020.5	-4.042E+07	4.125E+10	8.450E+05
강재 단면 합계		127,664.3	-	-2.114E+07	7.980E+10	1.664E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,608.5	1,242.5	15,666,016.4	19,465,025,371.7	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,608.5	1,102.5	13,900,831.4	15,325,666,673.3	-
RE-Bar 합계		25,216.9		2.957E+07	3.479E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,400.9 × 240.0	1,056,206.4	1,182.5	1.249E+09	1.477E+12	5.070E+09

※ A_s = 127,664.3 mm^2 A_{c1} = 1,056,206.4 mm^2 A_r = 25,216.9 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -21,138,309.2 / 127,664.3 = -165.577 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,025.0 / 2 + 10.0 - -165.577 = 1,188.077 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,025.0 / 2 + 16.0 + -165.577 } = -862.923 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 16,636,145,033.6 + 79,798,852,145.1 - 127,664.3 × -165.577² = 9.293E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -3,077.346×1,188.1/92,934,973,180.4 = **-39.341** MPa

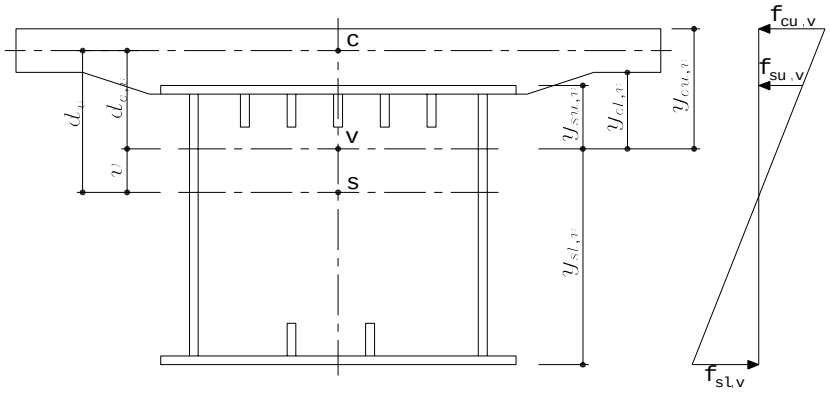
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -3,077.346×-862.9/92,934,973,180.4 = **28.574** MPa

▪ 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) = 4.748E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 760.797 / 48,600.0 + 22.173 / (2 × 4,748,081.5 × 12.0) = 15.849 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 127,664.3 + 25,216.9 = 152,881.2 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,188.1 - 10.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,608.5/25,216.9 = 1,338.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,216.9 × 1,338.1 / 152,881.2 = 220.7 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,338.1 - 220.7 = 1,117.4 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 92,934,973,180.4+127,664.3×220.7² +0.0+25,216.9×1,117.4² = 1.306E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,188.1 - 220.7 = 967.4 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -862.9 - 220.7 = -1,083.6 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,117.4 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,608.5 / 25,216.9 = 1,187.4 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,117.4 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,608.5 / 25,216.9 = 1,047.4 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,477.595 × 967.4 / 130,637,450,100.0 = **-10.942** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,477.595 × -1,083.6 / 130,637,450,100.0 = **12.257** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,477.595 × 1,187.4 / 130,637,450,100.0 = **-13.430** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,477.595 × 1,047.4 / 130,637,450,100.0 = **-11.846** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.788E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 404.297 / 48,600.0 + 33.894 / (2 × 4,788,020.4 × 12.0) = 8.614 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,669.918 × 967.4 / 130,637,450,100.0 = **-27.176** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,669.918 × -1,083.6 / 130,637,450,100.0 = **30.442** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,669.918 × 1,187.4 / 130,637,450,100.0 = **-33.356** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,669.918 × 1,047.4 / 130,637,450,100.0 = **-29.423** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 714.259 / 48,600.0 + 633.639 / (2 × 4,788,020.4 × 12.0) = 20.211 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -72.468 × 967.4 / 130,637,450,100.0 = **-0.537** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -72.468 × -1,083.6 / 130,637,450,100.0 = **0.601** MPa

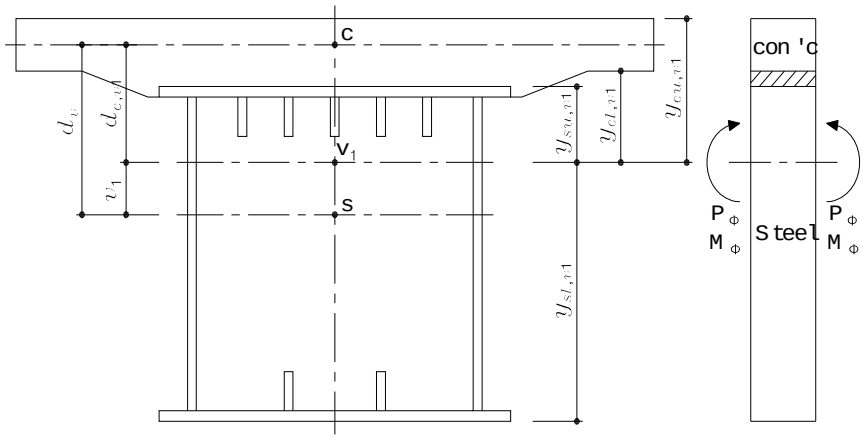
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -72.468 × 1,187.4 / 130,637,450,100.0 = **-0.094** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -72.468 × 1,047.4 /130,637,450,100.0 = **-0.083** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 55.338 / 48,600.0 + 175.459 / (2 × 4,788,020.4 × 12.0) = 2.666 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,056,206.4 / 7.0 = 150,886.6 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,069,790,720.0 / 7.0 = 7.243E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 127,664.3 + 150,886.6 = 278,550.9 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,188.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,348.1 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 150,886.6 × 1,348.1 / 278,550.9 = 730.2 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,348.1 - 730.2 = 617.8 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 = 0.146 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,664.3 + 1,056,206.4 / 14.0 = 2.031E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,056,206.4/14.0)×1,348.1 / 203,107.6 = 500.7 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,348.1 - 500.7 = 847.3 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (92,934,973,180.4 + 127,664.3×730.2²) + (5,069,790,720.0/7.0 + 1,056,206.4/7.0 × 617.8²) = 1.902E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,477.6 × 617.8 × 1,056,206.4 / (7.0 × 190,171,855,969.8) = -7.243E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -724,335.4 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -7.243E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\phi \times d_{c,v1}$ = -724,335.4 × 847.3 = -6.138E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -724,335.4/152,881.2 + 0.146 \times -613,758,817.5 \times 1,187.4/130,637,450,100.0 =$ **-5.551** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -724,335.4/152,881.2 + 0.146 \times -613,758,817.5 \times 1,047.4/130,637,450,100.0 =$ **-5.455** MPa

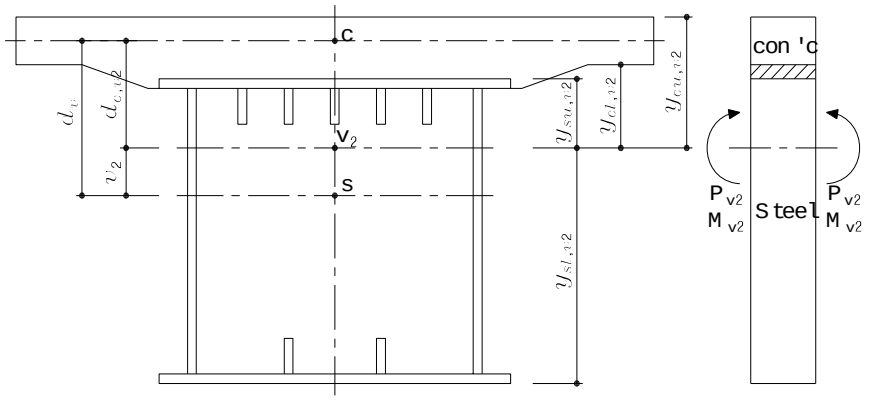
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -724,335.4/152,881.2 + 0.146 \times -613,758,817.5 \times 967.4/130,637,450,100.0 =$ **-5.400** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -724,335.4/152,881.2 + 0.146 \times -613,758,817.5 \times -1,083.6/130,637,450,100.0 =$ **-3.996** 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,664.3 + 1,056,206.4 / 21.0 = 1.780E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,056,206.4/21.0)\times1,348.1 / 177,959.8 = 381.0$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,348.1 - 381.0 = 967.1$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,056,206.4 / 21.0 = 2.784E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,783,858.3\times967.1 = 2.692E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,783,858.3/152,881.2 + 0.146\times2,692,212,728.9\times1,187.4/130,637,450,100.0$

$= \mathbf{21.776}$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,783,858.3/152,881.2 + 0.146\times2,692,212,728.9\times1,047.4/130,637,450,100.0$

$= \mathbf{21.356}$ MPa

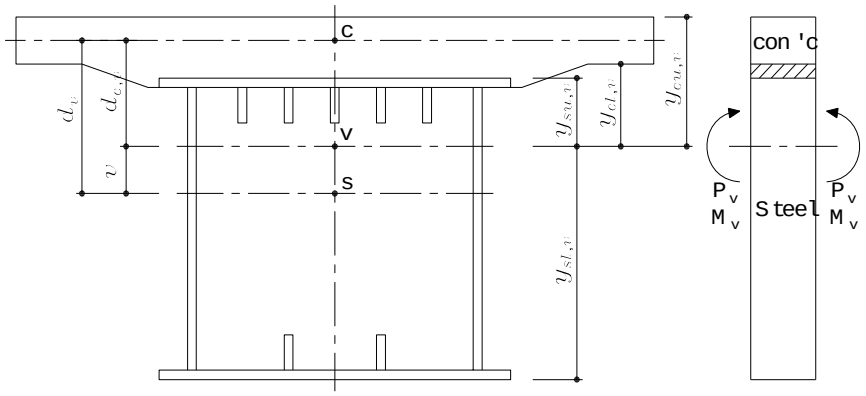
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,783,858.3/152,881.2 + 0.146\times2,692,212,728.9\times967.4/130,637,450,100.0 = \mathbf{21.115}$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,783,858.3/152,881.2 + 0.146\times2,692,212,728.9\times-1,083.6/130,637,450,100.0 = \mathbf{14.954}$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,056,206.4 / 7.0 = 3.712E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,711,811.1 × 617.8 = 2.293E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,711,811.1/152,881.2 + 0.146×2,293,324,511.6×1,187.4/130,637,450,100.0
- 205,000.0×0.000120 = **2.717** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,711,811.1/152,881.2 + 0.146×2,293,324,511.6×1,047.4/130,637,450,100.0
- 205,000.0×0.000120 = **2.359** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,711,811.1/152,881.2+0.146×2,293,324,511.6×967.4/130,637,450,100.0 = **26.754** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,711,811.1/152,881.2+0.146×2,293,324,511.6×-1,083.6/130,637,450,100.0 = **21.506** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,879.352/48,600.0 + 22.173/113,953,954.8 + 667.533/114,912,490.8 = 44.673$ MPa

※ υ = 44.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,220.431/48,600.0 + 22.173/113,953,954.8 + 209.354/114,912,490.8 = 27.128$ MPa

※ υ = 27.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,907.021/48,600.0 + 22.173/113,953,954.8 + 755.263/114,912,490.8 = 46.006$ MPa

※ υ = 46.0 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	-	-	-	-	-39.341	28.574	215.000	205.600
1+2+3	-46.786	-41.270	160.000	160.000	-77.458	71.272	215.000	205.600
1+2+3+5	-52.337	-46.725	160.000	160.000	-82.858	67.276	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-30.561	-25.369	160.000	160.000	-61.743	82.231	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-27.843	-23.010	184.000	184.000	-34.989	103.737	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-33.278	-27.728	184.000	184.000	-88.498	60.724	247.250	236.440
1+2+4	-13.524	-11.929	192.000	192.000	-50.819	41.432	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-46.833	-41.311	200.000	200.000	-77.726	71.573	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-52.384	-46.766	200.000	200.000	-83.127	67.577	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-30.608	-25.411	200.000	200.000	-62.011	82.531	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-27.891	-23.051	216.000	216.000	-35.257	104.037	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-33.325	-27.770	216.000	216.000	-88.766	61.025	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	0.033	0.019	0.128	0.128	0.161	0.147	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.130	0.120	0.128	0.128	0.258	0.248	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.149	0.107	0.128	0.128	0.276	0.235	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.082	0.160	0.128	0.128	0.210	0.288	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.020	0.192	0.128	0.128	0.148	0.320	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.128	0.066	0.128	0.128	0.256	0.194	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.039	0.028	0.033	0.033	0.072	0.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.084	0.078	0.087	0.087	0.170	0.164	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.096	0.069	0.087	0.087	0.182	0.156	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.053	0.103	0.087	0.087	0.140	0.190	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.015	0.140	0.087	0.087	0.101	0.227	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.094	0.048	0.087	0.087	0.180	0.135	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-82.858}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{44.673}{125.000}\right) = 0.149 + 0.128 = 0.276 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{103.737}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{44.673}{125.000}\right) = 0.192 + 0.128 = 0.320 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 2,025.0 /(206 ×1.200) = 8.2 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 28.574) = 2.74 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

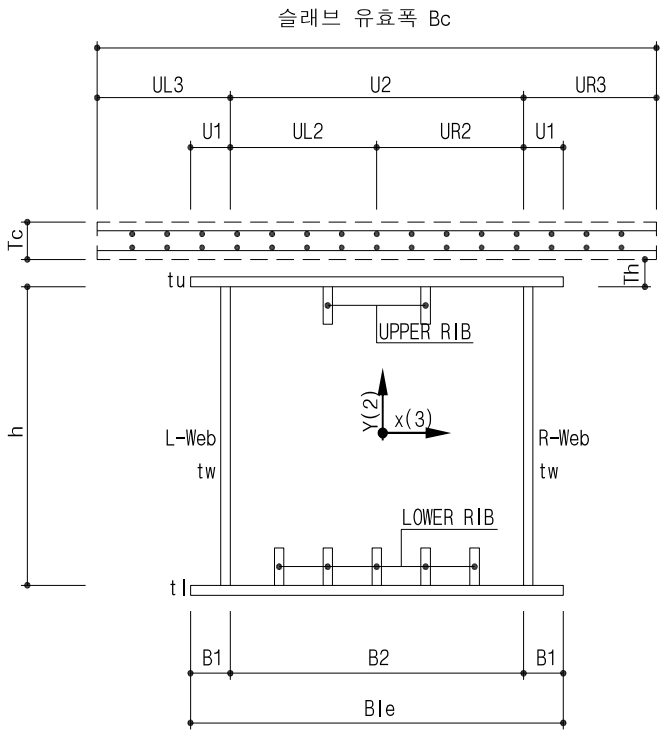
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-51.143	37.146	355.000	O.K !!
1+2+3	-89.174	-78.660	240.000	O.K !!	-123.795	118.529	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-91.892	-81.019	240.000	O.K !!	-150.549	140.036	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-94.725	-84.115	240.000	O.K !!	-129.195	114.534	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-72.949	-62.760	240.000	O.K !!	-108.080	129.488	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-70.232	-60.400	240.000	O.K !!	-81.325	150.994	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-75.667	-65.119	240.000	O.K !!	-134.834	107.982	355.000	O.K !!
1+2+4	-17.553	-15.483	240.000	O.K !!	-65.904	53.681	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-89.221	-78.701	240.000	O.K !!	-124.063	118.830	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-86.504	-76.342	240.000	O.K !!	-97.309	140.336	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-94.772	-84.157	240.000	O.K !!	-129.463	114.834	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-72.996	-62.801	240.000	O.K !!	-108.348	129.788	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-70.279	-60.442	240.000	O.K !!	-81.594	151.294	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-75.714	-65.160	240.000	O.K !!	-135.103	108.282	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 12] : 절점 56 로 부터 이격거리 4.320 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,400.9	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,475.6	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,475.6	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,025.0	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	-3,075.284
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-1,476.336
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-73.775
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-3,669.338
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-760.510
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-404.333
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-54.955
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-714.015
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-20.239
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	34.591
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-178.686
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-635.843
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

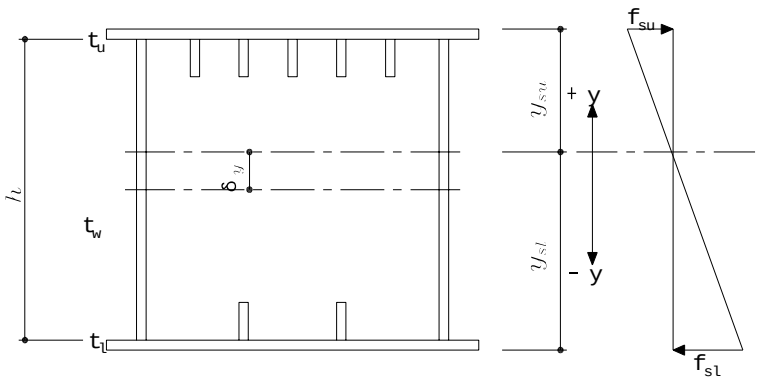
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,475.6 × 10.0	24,755.6	1,017.5	2.519E+07	2.563E+10	2.063E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	937.5	3.938E+06	3.691E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
R - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-937.5	-9.844E+06	9.229E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,475.6 × 16.0	39,609.0	-1,020.5	-4.042E+07	4.125E+10	8.450E+05
강재 단면 합계		127,664.6	-	-2.114E+07	7.980E+10	1.664E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,608.5	1,242.5	15,666,087.6	19,465,113,831.8	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,608.5	1,102.5	13,900,894.6	15,325,736,321.9	-
RE-Bar 합계		25,217.0		2.957E+07	3.479E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,400.9 × 240.0	1,056,211.2	1,182.5	1.249E+09	1.477E+12	5.070E+09

※ A_s = 127,664.6 mm^2 A_{c1} = 1,056,211.2 mm^2 A_r = 25,217.0 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

- 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -21,138,370.7 / 127,664.6 = -165.577 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,025.0 / 2 + 10.0 - -165.577 = 1,188.077 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,025.0 / 2 + 16.0 + -165.577 } = -862.923 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 16,636,145,037.8 + 79,799,122,302.9 - 127,664.6 × -165.577² = 9.294E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -3,075.284×1,188.1/92,935,230,094.7 = **-39.314** MPa

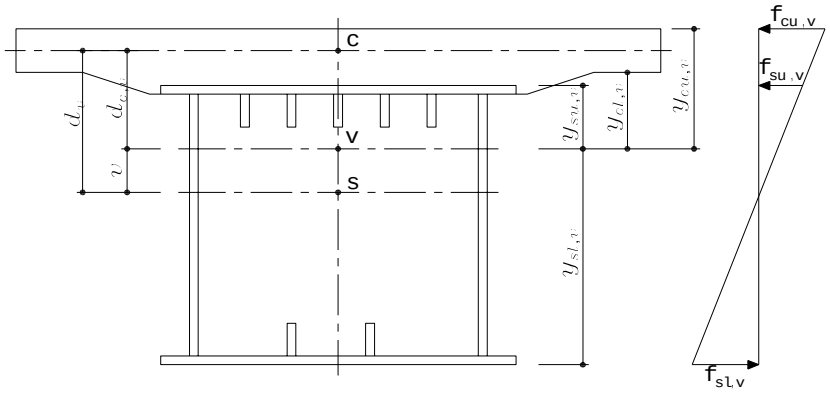
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -3,075.284×-862.9/92,935,230,094.7 = **28.555** MPa

- 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) = 4.748E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 760.510 / 48,600.0 + 20.239 / (2 × 4,748,091.6 × 12.0) = 15.826 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 127,664.6 + 25,217.0 = 152,881.6 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,188.1 - 10.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,608.5/25,217.0 = 1,338.1 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,217.0 × 1,338.1 / 152,881.6 = 220.7 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,338.1 - 220.7 = 1,117.4 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 92,935,230,094.7+127,664.6×220.7² +0.0+25,217.0×1,117.4² = 1.306E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,188.1 - 220.7 = 967.4 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -862.9 - 220.7 = -1,083.6 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,117.4 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,608.5 / 25,217.0 = 1,187.4 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,117.4 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,608.5 / 25,217.0 = 1,047.4 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -1,476.336 × 967.4 / 130,637,870,916.4 = **-10.932** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -1,476.336 × -1,083.6 / 130,637,870,916.4 = **12.246** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -1,476.336 × 1,187.4 / 130,637,870,916.4 = **-13.418** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -1,476.336 × 1,047.4 / 130,637,870,916.4 = **-11.836** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.788E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 404.333 / 48,600.0 + 34.591 / (2 × 4,788,030.7 × 12.0) = 8.621 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -3,669.338 × 967.4 / 130,637,870,916.4 = **-27.171** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -3,669.338 × -1,083.6 / 130,637,870,916.4 = **30.437** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -3,669.338 × 1,187.4 / 130,637,870,916.4 = **-33.351** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -3,669.338 × 1,047.4 / 130,637,870,916.4 = **-29.418** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 714.015 / 48,600.0 + 635.843 / (2 × 4,788,030.7 × 12.0) = 20.225 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -73.775 × 967.4 / 130,637,870,916.4 = **-0.546** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -73.775 × -1,083.6 / 130,637,870,916.4 = **0.612** MPa

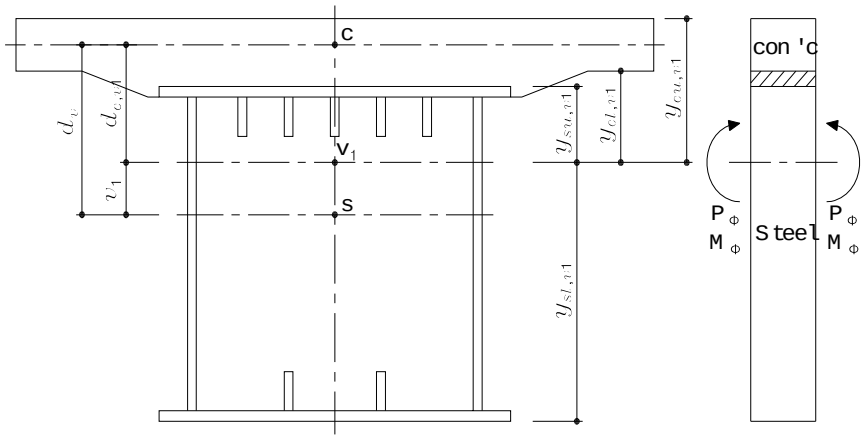
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -73.775 × 1,187.4 / 130,637,870,916.4 = **-0.096** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -73.775 × 1,047.4 /130,637,870,916.4 = **-0.084** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 54.955 / 48,600.0 + 178.686 / (2 × 4,788,030.7 × 12.0) = 2.686 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,056,211.2 / 7.0 = 150,887.3 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,069,813,760.0 / 7.0 = 7.243E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 127,664.6 + 150,887.3 = 278,551.9 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,188.1 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,348.1 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 150,887.3 × 1,348.1 / 278,551.9 = 730.2 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,348.1 - 730.2 = 617.8 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 = 0.146 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 127,664.6 + 1,056,211.2 / 14.0 = 2.031E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,056,211.2/14.0)×1,348.1 / 203,108.2 = 500.7 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,348.1 - 500.7 = 847.3 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (92,935,230,094.7 + 127,664.6×730.2²) + (5,069,813,760.0/7.0 + 1,056,211.2/7.0 × 617.8²) = 1.902E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -1,476.3 × 617.8 × 1,056,211.2 / (7.0 × 190,172,483,105.1) = -7.237E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -723,717.8 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -7.237E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -723,717.8 × 847.3 = -6.132E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -723,717.8/152,881.6 + 0.146 \times -613,235,023.0 \times 1,187.4/130,637,870,916.4 = \mathbf{-5.546}$ MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -723,717.8/152,881.6 + 0.146 \times -613,235,023.0 \times 1,047.4/130,637,870,916.4 = \mathbf{-5.451}$ MPa

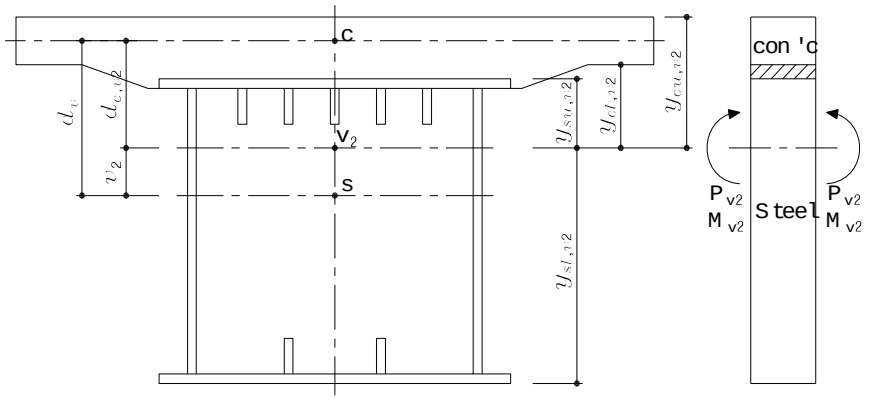
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -723,717.8/152,881.6 + 0.146 \times -613,235,023.0 \times 967.4/130,637,870,916.4 = \mathbf{-5.396}$ MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -723,717.8/152,881.6 + 0.146 \times -613,235,023.0 \times -1,083.6/130,637,870,916.4 = \mathbf{-3.992}$ 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 127,664.6 + 1,056,211.2 / 21.0 = 1.780E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,056,211.2/21.0)\times1,348.1 / 177,960.3 = 381.0$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,348.1 - 381.0 = 967.1$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,056,211.2 / 21.0 = 2.784E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,783,870.9 \times 967.1 = 2.692E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,783,870.9/152,881.6 + 0.146\times2,692,223,344.6\times1,187.4/130,637,870,916.4$

$= 21.776$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,783,870.9/152,881.6 + 0.146\times2,692,223,344.6\times1,047.4/130,637,870,916.4$

$= 21.356$ MPa

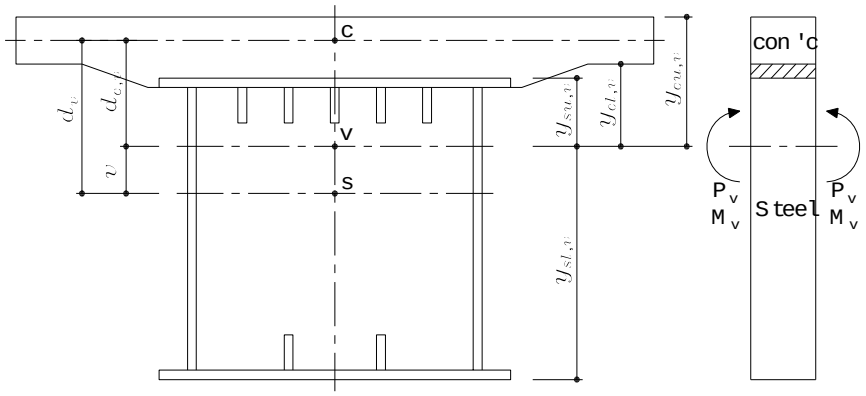
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,783,870.9/152,881.6 + 0.146\times2,692,223,344.6\times967.4/130,637,870,916.4 = 21.115$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,783,870.9/152,881.6 + 0.146\times2,692,223,344.6\times-1,083.6/130,637,870,916.4 = 14.954$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,056,211.2 / 7.0 = 3.712E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,711,827.9 × 617.8 = 2.293E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,711,827.9/152,881.6 + 0.146×2,293,332,064.5×1,187.4/130,637,870,916.4
- 205,000.0×0.000120 = **2.717** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,711,827.9/152,881.6 + 0.146×2,293,332,064.5×1,047.4/130,637,870,916.4
- 205,000.0×0.000120 = **2.359** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,711,827.9/152,881.6+0.146×2,293,332,064.5×967.4/130,637,870,916.4 = **26.755** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,711,827.9/152,881.6+0.146×2,293,332,064.5×-1,083.6/130,637,870,916.4 = **21.506** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,878.858/48,600.0 + 20.239/113,954,199.4 + 670.434/114,912,737.4 = 44.672$ MPa

※ υ = 44.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· 0.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,219.799/48,600.0 + 20.239/113,954,199.4 + 213.277/114,912,737.4 = 27.132$ MPa

※ υ = 27.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· 0.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,906.336/48,600.0 + 20.239/113,954,199.4 + 759.777/114,912,737.4 = 46.014$ MPa

※ υ = 46.0 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6) - 23.000000\} = 205.6$ 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	-	-	-	-	-39.314	28.555	215.000	205.600
1+2+3	-46.769	-41.255	160.000	160.000	-77.418	71.238	215.000	205.600
1+2+3+5	-52.315	-46.705	160.000	160.000	-82.813	67.245	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-30.539	-25.350	160.000	160.000	-61.698	82.199	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-27.822	-22.990	184.000	184.000	-34.944	103.706	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-33.257	-27.709	184.000	184.000	-88.453	60.693	247.250	236.440
1+2+4	-13.514	-11.921	192.000	192.000	-50.793	41.413	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-46.817	-41.297	200.000	200.000	-77.691	71.544	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-52.363	-46.747	200.000	200.000	-83.087	67.551	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-30.587	-25.392	200.000	200.000	-61.971	82.505	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-27.870	-23.033	216.000	216.000	-35.217	104.012	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-33.305	-27.751	216.000	216.000	-88.726	60.999	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	0.033	0.019	0.128	0.128	0.161	0.147	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.130	0.120	0.128	0.128	0.257	0.248	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.148	0.107	0.128	0.128	0.276	0.235	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.082	0.160	0.128	0.128	0.210	0.288	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.020	0.192	0.128	0.128	0.148	0.320	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.128	0.066	0.128	0.128	0.256	0.194	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.039	0.028	0.033	0.033	0.071	0.061	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.084	0.077	0.087	0.087	0.170	0.164	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.096	0.069	0.087	0.087	0.182	0.156	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.053	0.103	0.087	0.087	0.140	0.190	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.015	0.140	0.087	0.087	0.101	0.227	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.093	0.048	0.087	0.087	0.180	0.135	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-82.813}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{44.672}{125.000}\right) = 0.148 + 0.128 = 0.276 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{103.706}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{44.672}{125.000}\right) = 0.192 + 0.128 = 0.320 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 2,025.0 /(206 ×1.200) = 8.2 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 28.555) = 2.74 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

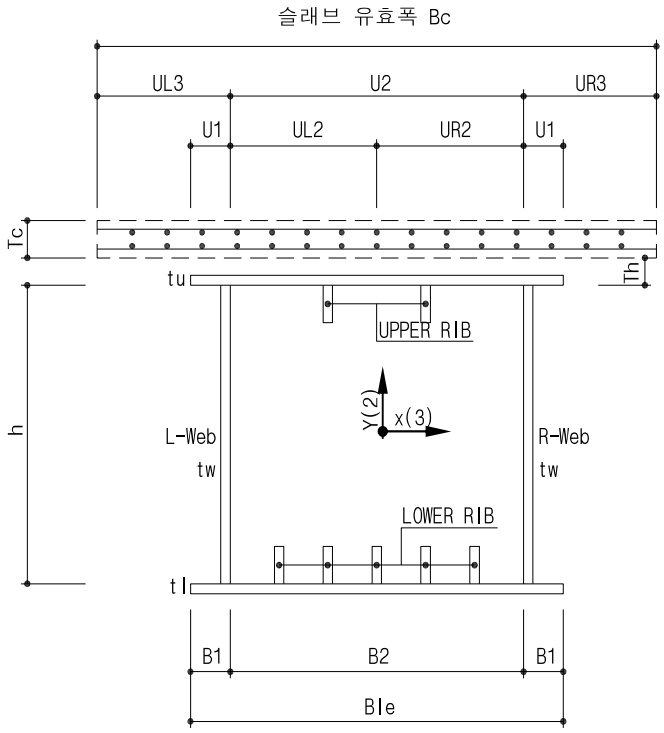
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-51.108	37.121	355.000	O.K !!
1+2+3	-89.148	-78.637	240.000	O.K !!	-123.739	118.480	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-91.865	-80.996	240.000	O.K !!	-150.493	139.986	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-94.694	-84.087	240.000	O.K !!	-129.134	114.488	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-72.918	-62.731	240.000	O.K !!	-108.019	129.442	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-70.200	-60.372	240.000	O.K !!	-81.265	150.948	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-75.635	-65.091	240.000	O.K !!	-134.774	107.936	355.000	O.K !!
1+2+4	-17.540	-15.472	240.000	O.K !!	-65.867	53.653	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-89.196	-78.679	240.000	O.K !!	-124.012	118.786	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-86.478	-76.320	240.000	O.K !!	-97.257	140.292	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-94.742	-84.129	240.000	O.K !!	-129.408	114.794	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-72.966	-62.774	240.000	O.K !!	-108.292	129.748	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-70.248	-60.414	240.000	O.K !!	-81.538	151.254	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-75.683	-65.133	240.000	O.K !!	-135.047	108.242	355.000	O.K !!

[G1 : SPLICE - 16] : 절점 25 로 부터 이격거리 3.124 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	=	1,809.0	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	-549.676
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-495.044
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-35.252
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-2,447.445
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	551.603
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	247.205
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	6.800
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	516.262
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	45.133
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-83.708
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-67.687
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-429.234
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

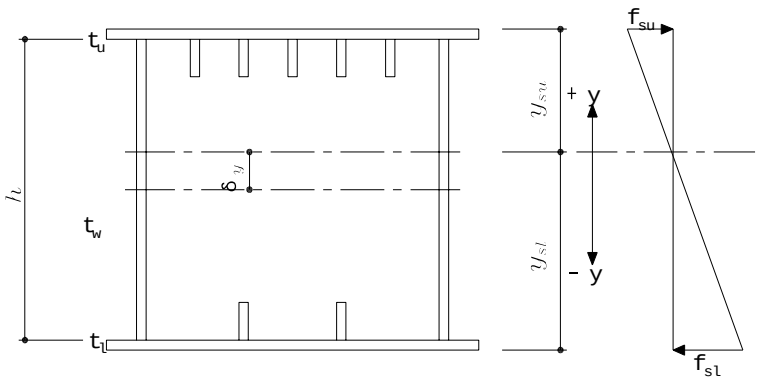
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 × 10.0	26,400.0	909.5	2.401E+07	2.184E+10	2.200E+05
UPPER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	829.5	8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
L - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
R - WEB	1 - 1,809.0 × 12.0	21,708.0	-	-	-	5.920E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-829.5	-8.710E+06	7.225E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 12.0	31,680.0	-910.5	-2.884E+07	2.626E+10	3.802E+05
강재 단면 합계		122,496.0	-	-4.834E+06	6.255E+10	1.188E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,892.5	1,134.5	14,626,541.3	16,593,811,048.1	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,892.5	994.5	12,821,591.3	12,751,072,498.1	-
RE-Bar 합계		25,785.0		2.745E+07	2.934E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,500.0 × 240.0	1,080,000.0	1,074.5	1.160E+09	1.247E+12	5.184E+09

※ A_s = 122,496.0 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

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -4,833,840.0 / 122,496.0 = -39.461 mm

- 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 1,809.0 / 2 + 10.0 - -39.461 = 953.961 mm

$y_{sl} = -\{\, h/2 + t_l + \delta_y \,\}$ = -{ 1,809.0 / 2 + 12.0 + -39.461 } = -877.039 mm

- 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 11,879,811,418.0 + 62,550,342,570.0 - 122,496.0 × -39.461² = 7.424E+10 mm^4

- 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -549.676×954.0/74,239,404,827.7 = **-7.063** MPa

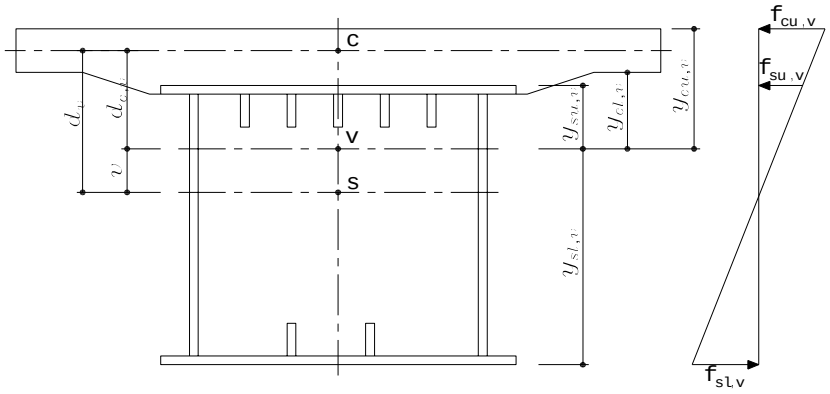
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -549.676×-877.0/74,239,404,827.7 = **6.494** MPa

- 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) = 4.390E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 551.603 / 43,416.0 + 45.133 / (2 × 4,389,840.0 × 12.0) = 13.133 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 122,496.0 + 25,785.0 = 148,281.0 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 954.0 - 10.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,892.5/25,785.0 = 1,104.0 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,785.0 × 1,104.0 / 148,281.0 = 192.0 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,104.0 - 192.0 = 912.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 74,239,404,827.7+122,496.0×192.0² +0.0+25,785.0×912.0² = 1.002E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 954.0 - 192.0 = 762.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -877.0 - 192.0 = -1,069.0 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 912.0 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 982.0 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 912.0 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,892.5 / 25,785.0 = 842.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -495.044 × 762.0 / 100,199,791,814.0 = **-3.765** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -495.044 × -1,069.0 / 100,199,791,814.0 = **5.282** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -495.044 × 982.0 / 100,199,791,814.0 = **-4.852** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -495.044 × 842.0 / 100,199,791,814.0 = **-4.160** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv$ = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) · (H + (Tu + Tc/n)/2 +Tl/2) = 4.431E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 247.205 / 43,416.0 + 83.708 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = 6.481 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,447.445 × 762.0 / 100,199,791,814.0 = **-18.612** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,447.445 × -1,069.0 / 100,199,791,814.0 = **26.111** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,447.445 × 982.0 / 100,199,791,814.0 = **-23.986** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,447.445 × 842.0 / 100,199,791,814.0 = **-20.566** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 516.262 / 43,416.0 + 429.234 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = 15.927 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -35.252 × 762.0 / 100,199,791,814.0 = **-0.268** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -35.252 × -1,069.0 / 100,199,791,814.0 = **0.376** MPa

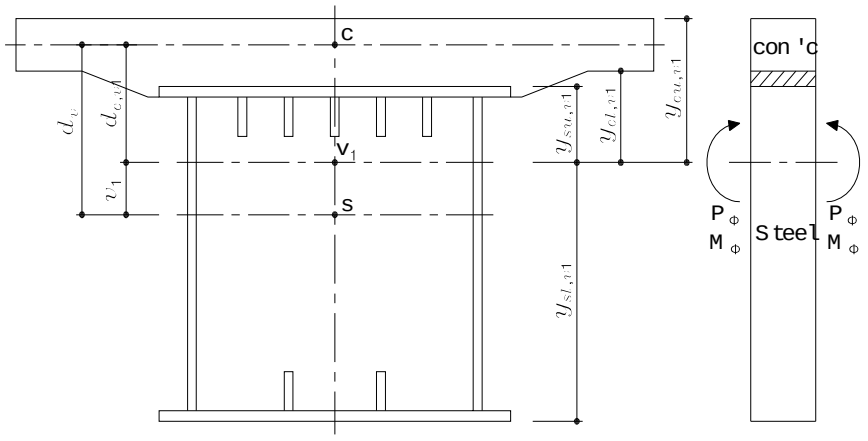
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -35.252 × 982.0 / 100,199,791,814.0 = **-0.049** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -35.252 × 842.0 /100,199,791,814.0 = **-0.042** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 6.800 / 43,416.0 + 67.687 / (2 × 4,431,188.6 × 12.0) = 0.793 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

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 122,496.0 + 154,285.7 = 276,781.7 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 954.0 - 10.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,114.0 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 154,285.7 × 1,114.0 / 276,781.7 = 621.0 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,114.0 - 621.0 = 493.0 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 = -0.208 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 122,496.0 + 1,080,000.0 / 14.0 = 1.996E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,080,000.0/14.0)×1,114.0 / 199,638.9 = 430.4 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,114.0 - 430.4 = 683.5 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (74,239,404,827.7 + 122,496.0×621.0²) + (5,184,000,000.0/7.0 + 1,080,000.0/7.0 × 493.0²) = 1.406E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -495.0 × 493.0 × 1,080,000.0 / (7.0 × 140,592,101,504.7) = -2.678E+05 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -267,832.5 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -2.678E+05 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -267,832.5 × 683.5 = -1.831E+08 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -267,832.5/148,281.0 + -0.208 \times -183,067,033.0 \times 982.0/100,199,791,814.0 =$ **-1.433** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -267,832.5/148,281.0 + -0.208 \times -183,067,033.0 \times 842.0/100,199,791,814.0 =$ **-1.486** MPa

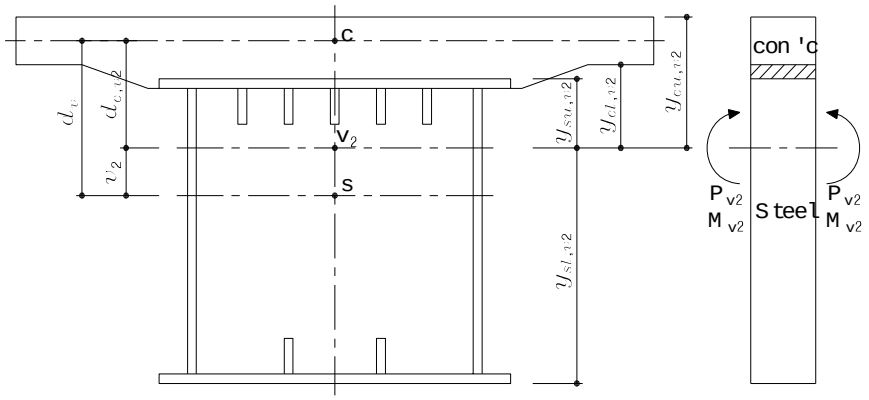
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -267,832.5/148,281.0 + -0.208 \times -183,067,033.0 \times 762.0/100,199,791,814.0 =$ **-1.516** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -267,832.5/148,281.0 + -0.208 \times -183,067,033.0 \times -1,069.0/100,199,791,814.0 =$ **-2.213** 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 122,496.0 + 1,080,000.0 / 21.0 = 1.739E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,080,000.0/21.0)\times1,114.0 / 173,924.6 = 329.4$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,114.0 - 329.4 = 784.6$ 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

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,846,571.4 \times 784.6 = 2.233E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,281.0 + -0.208\times2,233,331,125.0\times982.0/100,199,791,814.0$

$= 14.639$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,281.0 + -0.208\times2,233,331,125.0\times842.0/100,199,791,814.0$

$= 15.289$ MPa

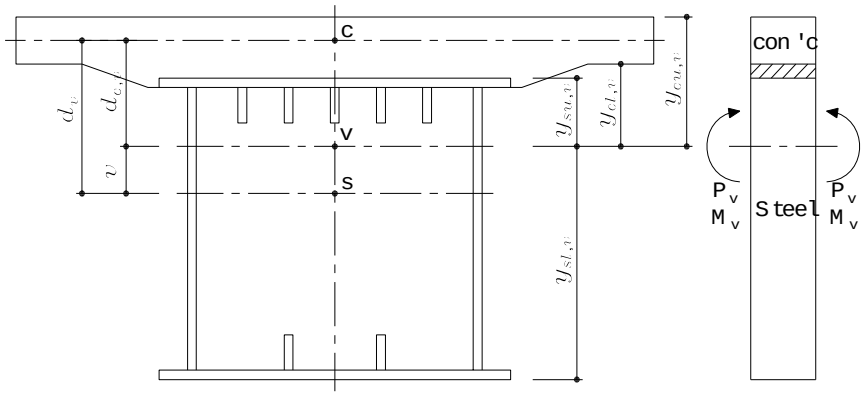
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,281.0 + -0.208\times2,233,331,125.0\times762.0/100,199,791,814.0 = 15.660$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,846,571.4/148,281.0 + -0.208\times2,233,331,125.0\times-1,069.0/100,199,791,814.0 = 24.159$ 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 × 493.0 = 1.871E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/148,281.0 + -0.208×1,871,179,290.3×982.0/100,199,791,814.0 - 205,000.0×0.000120 = -2.823 MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,795,428.6/148,281.0 + -0.208×1,871,179,290.3×842.0/100,199,791,814.0 - 205,000.0×0.000120 = -2.279 MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/148,281.0+-0.208×1,871,179,290.3×762.0/100,199,791,814.0 = 22.633 MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,795,428.6/148,281.0+-0.208×1,871,179,290.3×-1,069.0/100,199,791,814.0 = 29.754 MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,315.070/43,416.0 + 45.133/105,356,160.0 + 512.941/106,348,525.7 = 35.542$ MPa

※ υ = 35.5 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 805.608/43,416.0 + 45.133/105,356,160.0 + 151.395/106,348,525.7 = 20.408$ MPa

※ υ = 20.4 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,318.470/43,416.0 + 45.133/105,356,160.0 + 546.785/106,348,525.7 = 35.938$ MPa

※ υ = 35.9 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(12.0\times1.0\times6)^{23.000000}\} = 166.4$ 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	-	-	-	-	-7.063	6.494	215.000	166.433
1+2+3	-28.837	-24.726	160.000	160.000	-29.440	37.886	215.000	166.433
1+2+3+5	-30.270	-26.212	160.000	160.000	-30.956	35.673	215.000	166.433
1+2+3+5+6	-15.631	-10.923	160.000	160.000	-15.296	59.833	215.000	166.433
1+2+3+5+6+7	-18.454	-13.202	184.000	184.000	7.336	89.587	247.250	191.398
1+2+3+5+6-7	-12.808	-8.645	184.000	184.000	-37.929	30.079	247.250	191.398
1+2+4	-4.901	-4.202	192.000	192.000	-11.096	12.151	258.000	199.720
1+2+3+0.5×4	-28.862	-24.747	200.000	200.000	-29.574	38.075	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5	-30.295	-26.233	200.000	200.000	-31.090	35.861	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6	-15.656	-10.944	200.000	200.000	-15.430	60.021	268.750	208.042
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-18.479	-13.223	216.000	216.000	7.202	89.775	290.250	224.685
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-12.833	-8.666	216.000	216.000	-38.063	30.267	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	0.001	0.002	0.081	0.081	0.082	0.082	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.019	0.052	0.081	0.081	0.100	0.133	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.021	0.046	0.081	0.081	0.102	0.127	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.005	0.129	0.081	0.081	0.086	0.210	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.001	0.219	0.081	0.081	0.082	0.300	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.024	0.025	0.081	0.081	0.104	0.106	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.002	0.004	0.019	0.019	0.020	0.022	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.012	0.033	0.053	0.053	0.065	0.086	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.013	0.030	0.053	0.053	0.066	0.083	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.003	0.083	0.053	0.053	0.056	0.136	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.001	0.160	0.053	0.053	0.054	0.213	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.017	0.018	0.053	0.053	0.070	0.071	O.K !!	O.K !!

$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2$ ····· O.K !!

[상 연]

$$\left(\frac{-37.929}{247.250}\right)^2 + \left(\frac{35.542}{125.000}\right) = 0.024 + 0.081 = 0.104 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{89.587}{191.398}\right)^2 + \left(\frac{35.542}{125.000}\right) = 0.219 + 0.081 = 0.300 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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} = 10.0 mm ····· O.K !!

(합성형 스터드 설치시) $t_{m\,in}$ = 10.0 ≥ t_{use} = 10.0 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) = 1,809.0 /(206 ×1.200) = 7.3 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 6.494) = 5.75 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

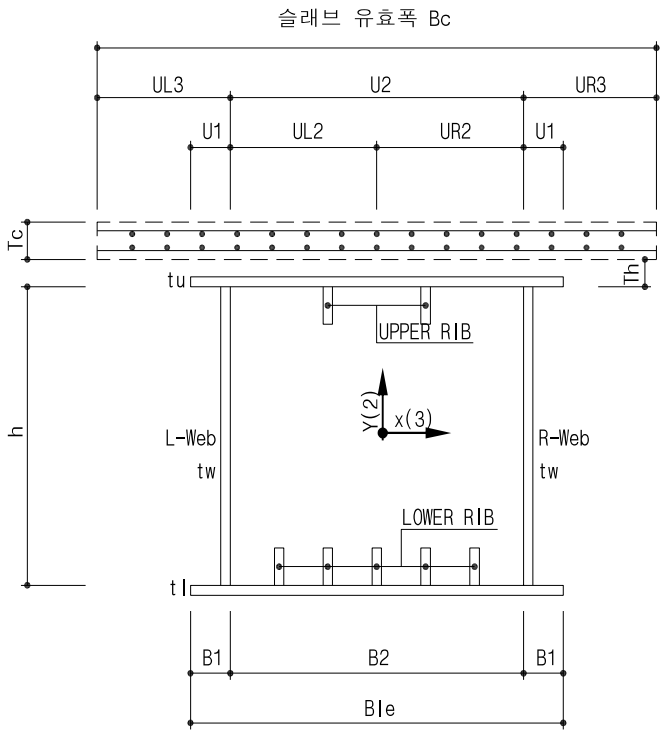
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-9.182	8.442	355.000	O.K !!
1+2+3	-57.876	-49.625	240.000	O.K !!	-54.092	71.447	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-60.699	-51.904	240.000	O.K !!	-76.725	101.201	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-59.309	-51.111	240.000	O.K !!	-55.609	69.234	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-44.670	-35.822	240.000	O.K !!	-39.949	93.393	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-47.493	-38.101	240.000	O.K !!	-17.316	123.147	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-41.847	-33.544	240.000	O.K !!	-62.581	63.640	355.000	O.K !!
1+2+4	-6.356	-5.450	240.000	O.K !!	-14.344	15.684	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-57.901	-49.646	240.000	O.K !!	-54.226	71.635	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-60.724	-51.925	240.000	O.K !!	-31.594	101.389	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-59.334	-51.132	240.000	O.K !!	-55.743	69.422	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-44.695	-35.844	240.000	O.K !!	-40.083	93.581	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-47.518	-38.122	240.000	O.K !!	-17.450	123.335	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-41.872	-33.565	240.000	O.K !!	-62.715	63.828	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 17] : 절점 64 로 부터 이격거리 0.617 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,398.2	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,474.0	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,474.0	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,025.0	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	-5,968.607
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,965.320
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-71.688
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-4,102.226
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	927.237
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	493.143
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	57.964
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	746.609
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-25.084
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-48.234
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-122.401
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-521.013
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

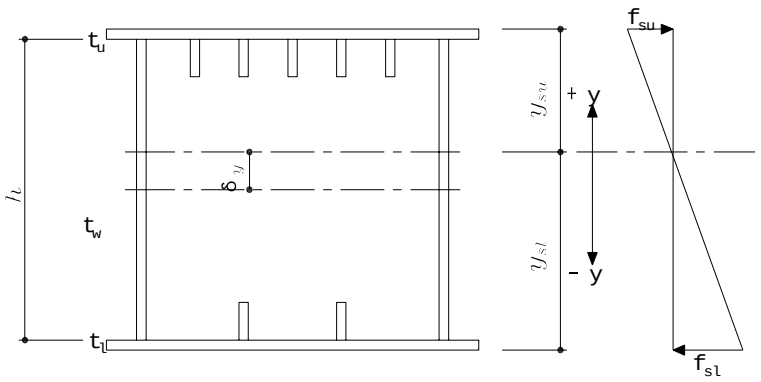
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,474.0 × 12.0	29,688.0	1,018.5	3.024E+07	3.080E+10	3.563E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	937.5	3.938E+06	3.691E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
R - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-937.5	-9.844E+06	9.229E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,474.0 × 16.0	39,584.0	-1,020.5	-4.040E+07	4.122E+10	8.445E+05
강재 단면 합계		132,572.0	-	-1.606E+07	8.494E+10	1.664E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,600.8	1,242.5	15,656,547.4	19,453,260,178.7	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,600.8	1,102.5	13,892,429.4	15,316,403,421.8	-
RE-Bar 합계		25,201.7		2.955E+07	3.477E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,398.2 × 240.0	1,055,568.0	1,182.5	1.248E+09	1.476E+12	5.067E+09

※ A_s = 132,572.0 mm^2 A_{c1} = 1,055,568.0 mm^2 A_r = 25,201.7 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -16,064,494.0 / 132,572.0 = -121.176 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,025.0 / 2 + 12.0 - -121.176 = 1,145.676 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,025.0 / 2 + 16.0 + -121.176 } = -907.324 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 16,636,294,464.7 + 84,940,117,769.0 - 132,572.0 × -121.176² = 9.963E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -5,968.607×1,145.7/99,629,787,248.9 = **-68.635** MPa

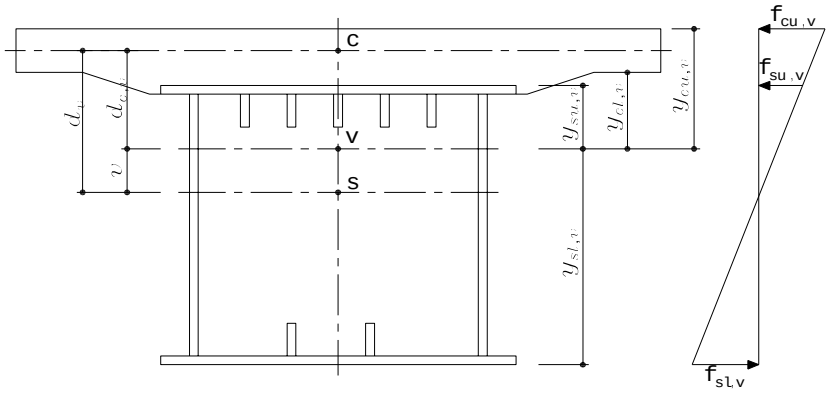
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -5,968.607×-907.3/99,629,787,248.9 = **54.356** MPa

▪ 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) = 4.749E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 927.237 / 48,600.0 + 25.084 / (2 × 4,748,831.0 × 12.0) = 19.299 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 132,572.0 + 25,201.7 = 157,773.7 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,145.7 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,600.8/25,201.7 = 1,293.7 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,201.7 × 1,293.7 / 157,773.7 = 206.6 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,293.7 - 206.6 = 1,087.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 99,629,787,248.9+132,572.0×206.6² +0.0+25,201.7×1,087.0² = 1.351E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,145.7 - 206.6 = 939.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -907.3 - 206.6 = -1,114.0 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,087.0 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,600.8 / 25,201.7 = 1,157.0 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,087.0 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,600.8 / 25,201.7 = 1,017.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,965.320 × 939.0 / 135,070,105,926.8 = **-20.615** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,965.320 × -1,114.0 / 135,070,105,926.8 = **24.456** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,965.320 × 1,157.0 / 135,070,105,926.8 = **-25.401** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,965.320 × 1,017.0 / 135,070,105,926.8 = **-22.328** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.789E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 493.143 / 48,600.0 + 48.234 / (2 × 4,788,756.7 × 12.0) = 10.567 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -4,102.226 × 939.0 / 135,070,105,926.8 = **-28.519** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -4,102.226 × -1,114.0 / 135,070,105,926.8 = **33.832** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -4,102.226 × 1,157.0 / 135,070,105,926.8 = **-35.140** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -4,102.226 × 1,017.0 / 135,070,105,926.8 = **-30.888** MPa

▪ 전단응력 검토

$\upsilon = V_v/A_w + M_{vt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 746.609 / 48,600.0 + 521.013 / (2 × 4,788,756.7 × 12.0) = 19.896 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -71.688 × 939.0 / 135,070,105,926.8 = **-0.498** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -71.688 × -1,114.0 / 135,070,105,926.8 = **0.591** MPa

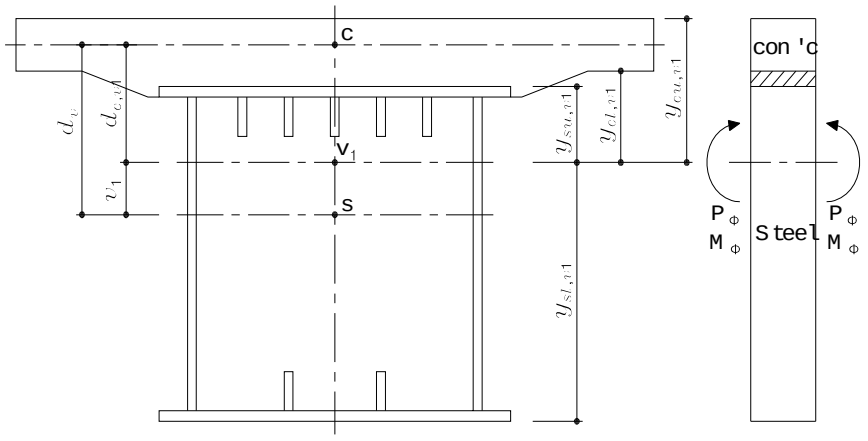
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -71.688 × 1,157.0 / 135,070,105,926.8 = **-0.088** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -71.688 × 1,017.0 /135,070,105,926.8 = **-0.077** MPa

▪ 전단응력 검토

$\upsilon = V_w/A_w + M_{wt}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 57.964 / 48,600.0 + 122.401 / (2 × 4,788,756.7 × 12.0) = 2.258 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,055,568.0 / 7.0 = 150,795.4 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,066,726,400.0 / 7.0 = 7.238E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 132,572.0 + 150,795.4 = 283,367.4 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,145.7 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,303.7 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 150,795.4 × 1,303.7 / 283,367.4 = 693.8 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,303.7 - 693.8 = 609.9 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 = -0.301 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 132,572.0 + 1,055,568.0 / 14.0 = 2.080E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,055,568.0/14.0)×1,303.7 / 207,969.7 = 472.6 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,303.7 - 472.6 = 831.0 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (99,629,787,248.9 + 132,572.0×693.8²) + (5,066,726,400.0/7.0 + 1,055,568.0/7.0 × 609.9²) = 1.918E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -2,965.3 × 609.9 × 1,055,568.0 / (7.0 × 191,846,501,993.6) = -1.422E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,421,599.3 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.422E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,421,599.3 × 831.0 = -1.181E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,421,599.3/157,773.7 + -0.301 \times -1,181,404,071.9 \times 1,157.0/135,070,105,926.8 =$ **-5.967** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,421,599.3/157,773.7 + -0.301 \times -1,181,404,071.9 \times 1,017.0/135,070,105,926.8 =$ **-6.335** MPa

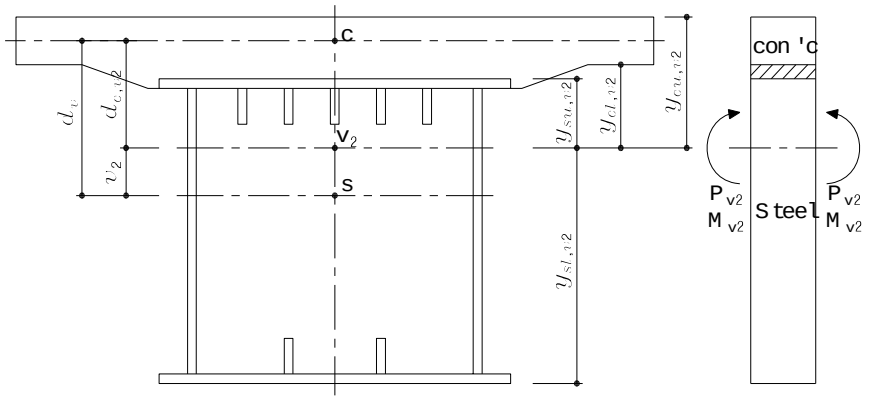
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,421,599.3/157,773.7 + -0.301 \times -1,181,404,071.9 \times 939.0/135,070,105,926.8 =$ **-6.540** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,421,599.3/157,773.7 + -0.301 \times -1,181,404,071.9 \times -1,114.0/135,070,105,926.8 =$ **-11.940** 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

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2$ = 132,572.0 + 1,055,568.0 / 21.0 = 1.828E+05 mm^2

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2}$ = (1,055,568.0/21.0)×1,303.7 / 182,837.1 = 358.4 mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2$ = 1,303.7 - 358.4 = 945.3 mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2$ = 205,000.0×0.000270×1,055,568.0 / 21.0 = 2.782E+06 N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2}$ = 2,782,175.7 × 945.3 = 2.630E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

= 2,782,175.7/157,773.7 + -0.301×2,629,913,543.6×1,157.0/135,070,105,926.8

= **10.859** MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

= 2,782,175.7/157,773.7 + -0.301×2,629,913,543.6×1,017.0/135,070,105,926.8

= **11.679** MPa

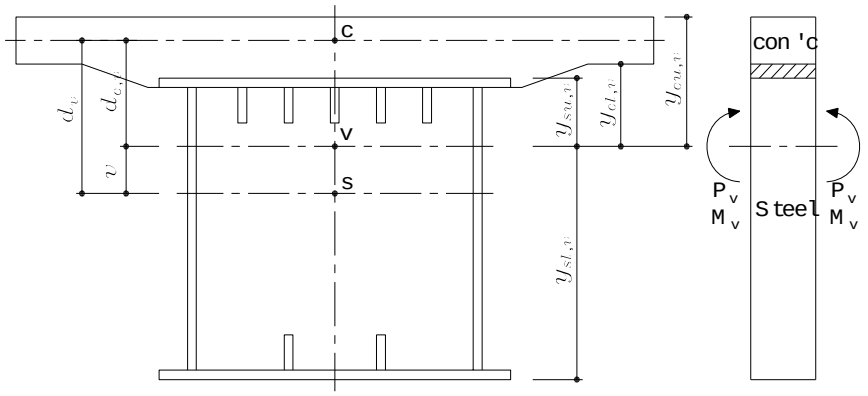
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 2,782,175.7/157,773.7 + -0.301×2,629,913,543.6×939.0/135,070,105,926.8 = **12.136** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 2,782,175.7/157,773.7 + -0.301×2,629,913,543.6×-1,114.0/135,070,105,926.8 = **24.156** 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,055,568.0 / 7.0 = 3.710E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,709,567.5 × 609.9 = 2.263E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,709,567.5/157,773.7 + -0.301×2,262,531,868.7×1,157.0/135,070,105,926.8
- 205,000.0×0.000120 = **-6.916** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,709,567.5/157,773.7 + -0.301×2,262,531,868.7×1,017.0/135,070,105,926.8
- 205,000.0×0.000120 = **-6.211** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,709,567.5/157,773.7+-0.301×2,262,531,868.7×939.0/135,070,105,926.8 = **18.782** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,709,567.5/157,773.7+-0.301×2,262,531,868.7×-1,114.0/135,070,105,926.8 = **29.123** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,166.989/48,600.0 + 25.084/113,971,944.0 + 569.247/114,930,161.1 = 49.761$ MPa

※ υ = 49.8 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,478.343/48,600.0 + 25.084/113,971,944.0 + 170.636/114,930,161.1 = 32.123$ MPa

※ υ = 32.1 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,195.971/48,600.0 + 25.084/113,971,944.0 + 630.448/114,930,161.1 = 50.890$ MPa

※ υ = 50.9 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6)^{-23.000000}\} = 205.6$ 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	-	-	-	-	-68.635	54.356	215.000	205.600
1+2+3	-60.542	-53.216	160.000	160.000	-117.770	112.644	215.000	205.600
1+2+3+5	-66.509	-59.552	160.000	160.000	-124.310	100.704	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-55.650	-47.873	160.000	160.000	-112.175	124.860	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-62.566	-54.084	184.000	184.000	-93.393	153.984	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-48.733	-41.661	184.000	184.000	-130.956	95.737	247.250	236.440
1+2+4	-25.489	-22.405	192.000	192.000	-89.749	79.403	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-60.586	-53.255	200.000	200.000	-118.019	112.940	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-66.553	-59.590	200.000	200.000	-124.560	100.999	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-55.693	-47.911	200.000	200.000	-112.424	125.156	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-62.610	-54.122	216.000	216.000	-93.642	154.279	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-48.777	-41.700	216.000	216.000	-131.206	96.033	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	0.102	0.070	0.158	0.158	0.260	0.228	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.300	0.300	0.158	0.158	0.459	0.459	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.334	0.240	0.158	0.158	0.493	0.398	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.272	0.369	0.158	0.158	0.431	0.527	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.143	0.424	0.158	0.158	0.301	0.583	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.281	0.164	0.158	0.158	0.439	0.322	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.121	0.104	0.046	0.046	0.167	0.149	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.193	0.193	0.106	0.106	0.299	0.299	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.215	0.154	0.106	0.106	0.321	0.261	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.175	0.237	0.106	0.106	0.281	0.343	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.104	0.309	0.106	0.106	0.210	0.415	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.204	0.120	0.106	0.106	0.310	0.226	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-124.310}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{49.761}{125.000}\right) = 0.334 + 0.158 = 0.493 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{153.984}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{49.761}{125.000}\right) = 0.424 + 0.158 = 0.583 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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) = 2,025.0 /(206 ×1.200) = 8.2 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 54.356) = 1.99 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

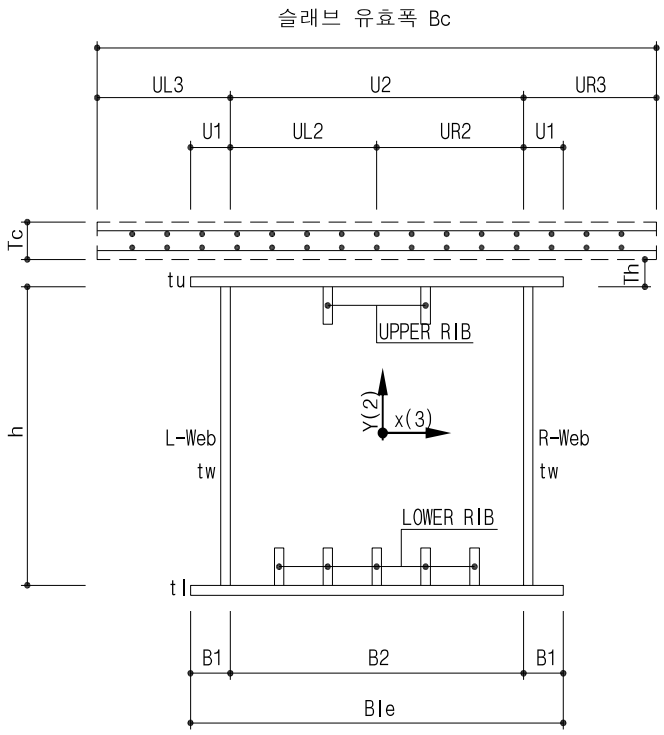
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 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	-	-	-	-	-89.225	70.663	355.000	O.K !!
1+2+3	-108.574	-95.436	240.000	O.K !!	-177.342	175.195	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-115.490	-101.647	240.000	O.K !!	-196.124	204.318	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-114.541	-101.772	240.000	O.K !!	-183.883	163.255	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-103.681	-90.093	240.000	O.K !!	-171.747	187.411	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-110.598	-96.304	240.000	O.K !!	-152.965	216.534	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-96.765	-83.881	240.000	O.K !!	-190.529	158.288	355.000	O.K !!
1+2+4	-33.110	-29.103	240.000	O.K !!	-116.524	103.047	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-108.617	-95.475	240.000	O.K !!	-177.592	175.491	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-115.534	-101.686	240.000	O.K !!	-158.810	204.614	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-114.585	-101.810	240.000	O.K !!	-184.132	163.550	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-103.725	-90.131	240.000	O.K !!	-171.996	187.707	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-110.642	-96.342	240.000	O.K !!	-153.215	216.830	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-96.809	-83.920	240.000	O.K !!	-190.778	158.583	355.000	O.K !!

[G2 : SPLICE - 18] : 절점 65 로 부터 이격거리 4.320 m

1) 단면가정 및 설계조건



주부재 강종: SM520B			
Bc	=	4,402.0	mm
U1	=	120.0	mm
UL2	=	1,200.0	mm
UR2	=	1,200.0	mm
상부 플랜지 유효폭			
Bue	=	2,476.3	mm
하부 플랜지 유효폭			
Ble	=	2,476.3	mm
B1	=	120.0	mm
B2	=	2,400.0	mm
Tc	=	240.0	mm
Th	=	50.0	mm
h	=	2,025.0	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	-5,398.846
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-2,696.485
M_w : 풍하중에의한 모멘트	kN·m	-71.542
M_v : (활하중+지점침하)에 의한 모멘트	kN·m	-4,019.689
V_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-1,058.975
V_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 전단력	kN	-555.346
V_w : 풍하중에의한 전단력	kN	-58.067
V_v : (활하중+지점침하)에 의한 전단력	kN	-741.677
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-103.806
M_{sct} : 합성후 고정하중에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	17.705
M_{wt} : 풍하중에의한 비틀림모멘트	kN·m	-203.907
M_{vt} : (활하중+지점침하)에 의한 비틀림 모멘트	kN·m	-706.829
tcu,tcl : 교축방향 철근의 피복두께	mm	60 , 40

< 참고 > 합성전 고정하중 : 강재자중 + 바닥판콘크리트자중

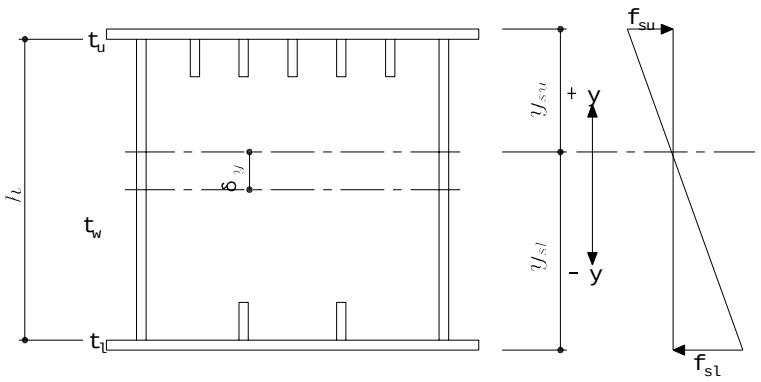
합성후 고정하중 : 난간및 방호벽자중 + PAVEMENT자중

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 - 2,476.3 × 12.0	29,715.7	1,018.5	3.027E+07	3.083E+10	3.566E+05
UPPER RIB	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	937.5	3.938E+06	3.691E+09	7.875E+06
L - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
R - WEB	1 - 2,025.0 × 12.0	24,300.0	-	-	-	8.304E+09
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-937.5	-9.844E+06	9.229E+09	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,476.3 × 16.0	39,621.0	-1,020.5	-4.043E+07	4.126E+10	8.452E+05
강재 단면 합계		132,636.7	-	-1.607E+07	8.501E+10	1.664E+10
UPPER RE-Bar (A_{ru})		12,611.7	1,242.5	15,670,074.5	19,470,067,597.3	-
LOWER RE-Bar (A_{rl})		12,611.7	1,102.5	13,904,432.3	15,329,636,638.3	-
RE-Bar 합계		25,223.5		2.957E+07	3.480E+10	-
RC. SLAB	1 - 4,402.0 × 240.0	1,056,480.0	1,182.5	1.249E+09	1.477E+12	5.071E+09

※ A_s = 132,636.7 mm^2 A_{c1} = 1,056,480.0 mm^2 A_r = 25,223.5 mm^2

2) 응 력 검 토



(1) 합 성 전

▪ 도심축 이동량

$\delta_y = \sum A_s Y \;/\; \sum A_s$ = -16,073,978.9 / 132,636.7 = -121.188 mm

▪ 도심축에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su} = h/2 + t_u - \delta_y$ = 2,025.0 / 2 + 12.0 - -121.188 = 1,145.688 mm

$y_{sl} = -\{ h/2 + t_l + \delta_y \}$ = -{ 2,025.0 / 2 + 16.0 + -121.188 } = -907.312 mm

▪ 강재의 단면2차 모멘트

$I_s = \sum I_{xo} + \sum A_s Y^2 - A_s \cdot \delta_y^2$

= 16,636,295,585.8 + 85,007,363,788.6 - 132,636.7 × -121.188² = 9.970E+10 mm^4

▪ 플랜지 응력 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.1)

$f_{su} = M_s \cdot y_{su} \;/\; I_s$ = -5,398.846×1,145.7/99,695,685,432.4 = **-62.043** MPa

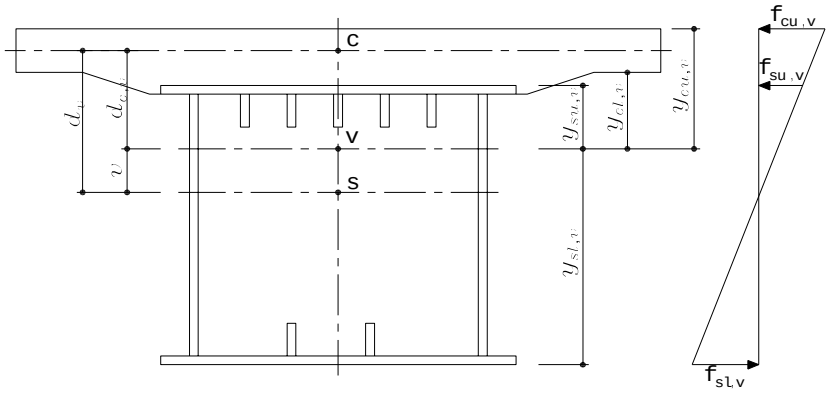
$f_{sl} = M_s \cdot y_{sl} \;/\; I_s$ = -5,398.846×-907.3/99,695,685,432.4 = **49.134** MPa

▪ 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) = 4.751E+06 mm^2

$\upsilon = V_s/A_w + M_{st}/(2 \cdot F \cdot t_w)$

= 1,058.975 / 48,600.0 + 103.806 / (2 × 4,751,186.0 × 12.0) = 22.700 MPa



(2) 합 성 후

- 합성 단면적

$A_v = A_s + A_r$ = 132,636.7 + 25,223.5 = 157,860.1 mm^2

- 강재도심선에서 철근 도심까지의 거리

$d_v = y_{su} - t_u + T_h + t_{cl} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,145.7 - 12.0 + 50.0 + 40.0 +(240.0-60.0-40.0)× 12,611.7/25,223.5 = 1,293.7 mm

- 합성 단면의 도심축 이동량

$v = A_r \times d_v / A_v$ = 25,223.5 × 1,293.7 / 157,860.1 = 206.7 mm

- 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{r,v} = d_v - v$ = 1,293.7 - 206.7 = 1,087.0 mm

- 합성단면의 단면2차 모멘트

$I_{rv} = I_s + A_s \cdot v^2 + I_r + A_r \cdot d_{r,v}^2$

= 99,695,685,432.4+132,636.7×206.7² +0.0+25,223.5×1,087.0² = 1.352E+11 mm^4

- 합성단면 도심에서 상·하부 플랜지 연단거리

$y_{su,v} = y_{su} - v$ = 1,145.7 - 206.7 = 939.0 mm

$y_{sl,v} = y_{sl} - v$ = -907.3 - 206.7 = -1,114.0 mm

- 합성단면 도심에서 바닥판 주철근 상·하연까지의 거리

$y_{ru,v} = d_{r,v} + (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{rl} / A_r$

= 1,087.0 + (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,611.7 / 25,223.5 = 1,157.0 mm

$y_{rl,v} = d_{r,v} - (T_c - t_{cu} - t_{cl}) \times A_{ru} / A_r$

= 1,087.0 - (240.0 - 60.0 - 40.0)× 12,611.7 / 25,223.5 = 1,017.0 mm

- 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_{sc} \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -2,696.485 × 939.0 / 135,165,175,381.2 = **-18.732** MPa

$f_{sl,v} = M_{sc} \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -2,696.485 × -1,114.0 / 135,165,175,381.2 = **22.224** MPa

$f_{ru,v} = M_{sc} \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -2,696.485 × 1,157.0 / 135,165,175,381.2 = **-23.081** MPa

$f_{rl,v} = M_{sc} \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -2,696.485 × 1,017.0 / 135,165,175,381.2 = **-20.288** MPa

- 전단응력 검토

$F_v = b \cdot hv = ((UL2 + UR2 + B2) / 2 + Tw) \cdot (H + (Tu + Tc/n)/2 + Tl/2)$ = 4.791E+06 mm^2

$\upsilon = V_{sc}/A_w + M_{sct}/(2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 555.346 / 48,600.0 + 17.705 / (2 × 4,791,131.6 × 12.0) = 11.581 MPa

(3) 활 하 중

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_v \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -4,019.689 × 939.0 / 135,165,175,381.2 = **-27.924** MPa

$f_{sl,v} = M_v \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -4,019.689 × -1,114.0 / 135,165,175,381.2 = **33.130** MPa

$f_{ru,v} = M_v \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -4,019.689 × 1,157.0 / 135,165,175,381.2 = **-34.407** MPa

$f_{rl,v} = M_v \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -4,019.689 × 1,017.0 / 135,165,175,381.2 = **-30.244** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_v / A_w + M_{vt} / (2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 741.677 / 48,600.0 + 706.829 / (2 × 4,791,131.6 × 12.0) = 21.408 MPa

(4) 풍 하 중 [활하중 비재하시의 풍하중에 의한 응력값으로 활하중 재하시에는 계산된 값의 1/2을 적용]

▪ 응 력 검 토

$f_{su,v} = M_w \cdot y_{su,v} / I_{rv}$ = -71.542 × 939.0 / 135,165,175,381.2 = **-0.497** MPa

$f_{sl,v} = M_w \cdot y_{sl,v} / I_{rv}$ = -71.542 × -1,114.0 / 135,165,175,381.2 = **0.590** MPa

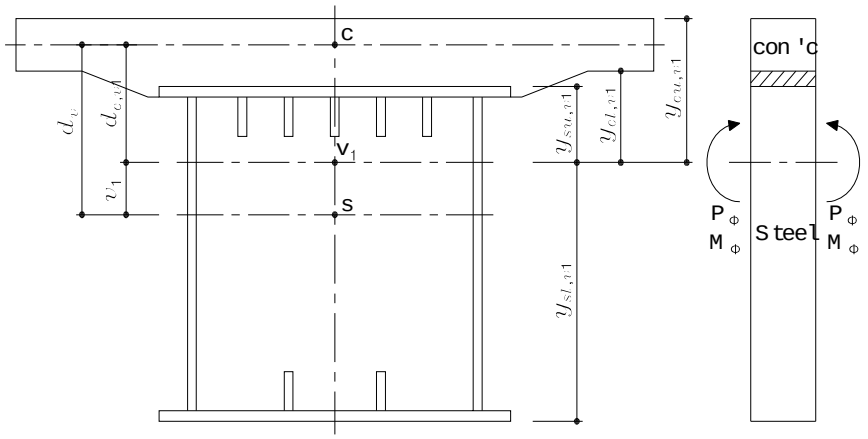
$f_{ru,v} = M_w \cdot y_{ru,v} / I_{rv}$ = -71.542 × 1,157.0 / 135,165,175,381.2 = **-0.087** MPa

$f_{rl,v} = M_w \cdot y_{rl,v} / I_{rv}$ = -71.542 × 1,017.0 /135,165,175,381.2 = **-0.077** MPa

▪ 전단응력 검토

$U = V_w / A_w + M_{wt} / (2 \cdot F_v \cdot t_w)$

= 58.067 / 48,600.0 + 203.907 / (2 × 4,791,131.6 × 12.0) = 2.968 MPa



(5) 바닥판 콘크리트의 크리프 영향 (☞ 도.설.해 3.9.2.6)

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면적

$A_{cn1} = A_{c1} / n$ = 1,056,480.0 / 7.0 = 150,925.7 mm^2

▪ 바닥판 콘크리트 환산단면 2차모멘트

$I_{cn1} = I_{c1} / n$ = 5,071,104,000.0 / 7.0 = 7.244E+08 mm^4

▪ 합성 단면적

$A_v' = A_s + A_{cn1}$ = 132,636.7 + 150,925.7 = 283,562.4 mm^2

▪ 강재도심선에서 콘크리트 바닥판 도심까지의 거리

$d_v' = y_{su} - t_u + T_h + T_c/2$ = 1,145.7 - 12.0 + 50.0 + 240.0/2 = 1,303.7 mm

▪ 합성 단면의 도심축 이동량

$v' = A_{cn1} \times d_v' / A_v'$ = 150,925.7 × 1,303.7 / 283,562.4 = 693.9 mm

▪ 합성 단면 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$d_{c,v}' = d_v' - v'$ = 1,303.7 - 693.9 = 609.8 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 = -0.221 ※ 2차 부정정력으로 인한 영향 고려

$n_1 = n \cdot (1 + \phi_1/2)$ = 7.0×(1 + 2.0/2) = 14.000

$A_{v1} = A_s + A_{c1}/n_1$ = 132,636.7 + 1,056,480.0 / 14.0 = 2.081E+05 mm^2

$v_1 = (A_{c1}/n_1) \times d_v' / A_{v1}$ = (1,056,480.0/14.0)×1,303.7 / 208,099.5 = 472.8 mm

$d_{c,v1} = d_v' - v_1$ = 1,303.7 - 472.8 = 830.9 mm

$I_{v1} = (I_s + A_s \cdot v'^2) + (I_c/n_1 + A_c/n_1 \cdot d_{c,v}'^2)$

= (99,695,685,432.4 + 132,636.7×693.9²) + (5,071,104,000.0/7.0 + 1,056,480.0/7.0 × 609.8²) = 1.920E+11 mm^4

▪ 크리프를 일으키기 전, 2차 고정하중에 의해 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$N_c = M_{sc} \cdot d_{c,v}' \cdot A_{c1}/(n \cdot I_{v1})$

= -2,696.5 × 609.8 × 1,056,480.0 / (7.0 × 191,981,051,771.5) = -1.293E+06 N

▪ 강재보와 결합으로 인해 바닥판에 생기는 압축력

$P_\Phi = N_c \cdot 2 \cdot \phi_1 / (2 + \phi_1)$ = -1,292,681.7 × 2 × 2.0 / (2 + 2.0) = -1.293E+06 N

▪ P_Φ에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_\Phi = P_\Phi \times d_{c,v1}$ = -1,292,681.7 × 830.9 = -1.074E+09 N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= -1,292,681.7/157,860.1 + -0.221 \times -1,074,132,374.8 \times 1,157.0/135,165,175,381.2 =$ **-6.157** MPa

$f_{rl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= -1,292,681.7/157,860.1 + -0.221 \times -1,074,132,374.8 \times 1,017.0/135,165,175,381.2 =$ **-6.403** MPa

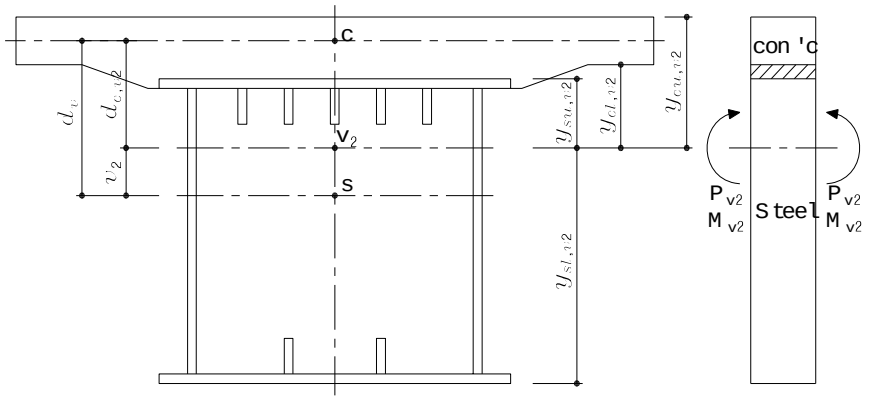
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= -1,292,681.7/157,860.1 + -0.221 \times -1,074,132,374.8 \times 939.0/135,165,175,381.2 =$ **-6.540** MPa

$f_{sl,v1} = P_\phi/A_v + k \cdot M_\phi \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= -1,292,681.7/157,860.1 + -0.221 \times -1,074,132,374.8 \times -1,114.0/135,165,175,381.2 =$ **-10.145** 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

$n_2 = n\cdot(1 + \phi_2/2) = 7.0\times(1 + 4.0/2) = 21.000$

$A_{v2} = A_s + A_{c1}/n_2 = 132,636.7 + 1,056,480.0 / 21.0 = 1.829E+05$ mm²

$v_2 = (A_{c1}/n_2)\times d_v / A_{v2} = (1,056,480.0/21.0)\times1,303.7 / 182,945.3 = 358.5$ mm

$d_{c,v2} = d_v - v_2 = 1,303.7 - 358.5 = 945.2$ mm

▪ 바닥판 콘크리트에 작용하는 압축력

$P_{v2} = E_s\cdot\varepsilon_s\cdot A_{c1}/n_2 = 205,000.0\times0.000270\times1,056,480.0 / 21.0 = 2.785E+06$ N

▪ P_{v2}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v2} = P_{v2}\times d_{c,v2} = 2,784,579.4 \times 945.2 = 2.632E+09$ N·mm

▪ 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{ru,v}/I_{rv}$

$= 2,784,579.4/157,860.1 + -0.221\times2,631,938,833.3\times1,157.0/135,165,175,381.2$

$= 12.662$ MPa

$f_{rl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{rl,v}/I_{rv}$

$= 2,784,579.4/157,860.1 + -0.221\times2,631,938,833.3\times1,017.0/135,165,175,381.2$

$= 13.264$ MPa

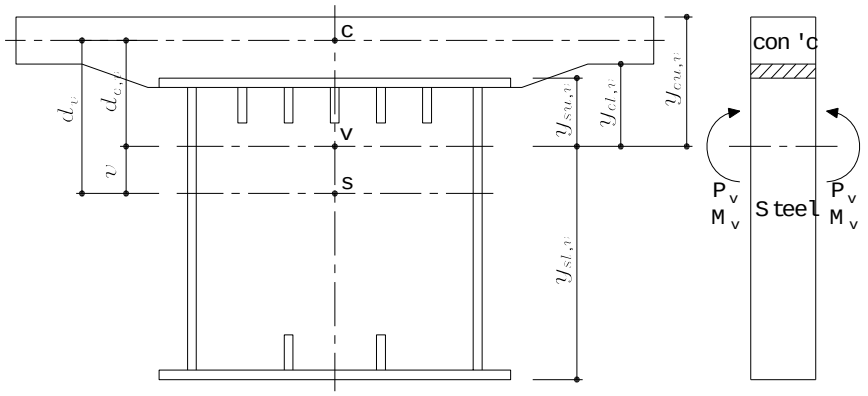
▪ 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{su,v}/I_{rv}$

$= 2,784,579.4/157,860.1 + -0.221\times2,631,938,833.3\times939.0/135,165,175,381.2 = 13.600$ MPa

$f_{sl,v2} = P_{v2}/A_v + k\cdot M_{v2}\cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

$= 2,784,579.4/157,860.1 + -0.221\times2,631,938,833.3\times-1,114.0/135,165,175,381.2 = 22.432$ 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

$P_{v1} = E_s \cdot \varepsilon_t \cdot A_{c1}/n$ = 205,000.0×0.000120×1,056,480.0 / 7.0 = 3.713E+06 N

- P_{v1}에 의해 합성단면에 발생하는 휨모멘트

$M_{v1} = P_{v1} \times d_{c,v}'$ = 3,712,772.6 × 609.8 = 2.264E+09 N·mm

- 바닥판 철근 응력 변화량

$f_{ru,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{ru,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,712,772.6/157,860.1 + -0.221×2,264,055,325.2×1,157.0/135,165,175,381.2 - 205,000.0×0.000120 = **-5.362** MPa

$f_{rl,t} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{rl,v}/I_{rv} - E_s \cdot \varepsilon_t$

= 3,712,772.6/157,860.1 + -0.221×2,264,055,325.2×1,017.0/135,165,175,381.2 - 205,000.0×0.000120 = **-4.844** MPa

- 강재보 상·하부 플랜지 응력 변화량

$f_{su,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{su,v}/I_{rv}$

= 3,712,772.6/157,860.1+-0.221×2,264,055,325.2×939.0/135,165,175,381.2 = **20.044** MPa

$f_{sl,v2} = P_{v1}/A_v + k \cdot M_{v1} \cdot y_{sl,v}/I_{rv}$

= 3,712,772.6/157,860.1+-0.221×2,264,055,325.2×-1,114.0/135,165,175,381.2 = **27.642** MPa

(8) 전단 및 비틀림

▪ 풍하중 비재하시의 전단응력

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,355.999/48,600.0 + 103.806/114,028,465.1 + 724.534/114,987,157.4 = 55.689$ MPa

※ υ = 55.7 MPa ≤ υ_a = 125.0 MPa ····· O.K !!

▪ 풍하중 재하시의 전단응력

- 활하중 비재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 1,672.389/48,600.0 + 103.806/114,028,465.1 + 221.612/114,987,157.4 = 37.249$ MPa

※ υ = 37.2 MPa ≤ $1.2\upsilon_a$ = 150.0 MPa ····· O.K !!

- 활하중 재하시

$\upsilon = (V_s+V_{sc}+V_w/2+V_v)/A_w + M_{st}/(2\cdot F\cdot t_w) + (M_{sct}+M_{wt}/2+M_{vt})/(2\cdot F_v\cdot t_w)$

$= 2,385.032/48,600.0 + 103.806/114,028,465.1 + 826.488/114,987,157.4 = 57.173$ MPa

※ υ = 57.2 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

⇒ $f_{ca} = 215.0 - 4.7\{b/(t_l\cdot i\cdot n) - 23\} = 215.0 - 4.7\{2,400.0/(16.0\times1.0\times6)^{-23.000000}\} = 205.6$ 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	-	-	-	-	-62.043	49.134	215.000	205.600
1+2+3	-57.489	-50.532	160.000	160.000	-108.699	104.488	215.000	205.600
1+2+3+5	-63.646	-56.935	160.000	160.000	-115.239	94.343	215.000	205.600
1+2+3+5+6	-50.984	-43.671	160.000	160.000	-101.640	116.776	215.000	205.600
1+2+3+5+6+7	-56.347	-48.515	184.000	184.000	-81.595	144.418	247.250	236.440
1+2+3+5+6-7	-45.622	-38.827	184.000	184.000	-121.684	89.133	247.250	236.440
1+2+4	-23.169	-20.365	192.000	192.000	-81.272	71.948	258.000	246.720
1+2+3+0.5×4	-57.532	-50.571	200.000	200.000	-108.948	104.783	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5	-63.690	-56.974	200.000	200.000	-115.488	94.638	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6	-51.028	-43.710	200.000	200.000	-101.888	117.070	268.750	257.000
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-56.390	-48.554	216.000	216.000	-81.844	144.713	290.250	277.560
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-45.665	-38.865	216.000	216.000	-121.932	89.428	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	0.083	0.057	0.198	0.198	0.282	0.256	O.K !!	O.K !!
1+2+3	0.256	0.258	0.198	0.198	0.454	0.457	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5	0.287	0.211	0.198	0.198	0.486	0.409	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6	0.223	0.323	0.198	0.198	0.422	0.521	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6+7	0.109	0.373	0.198	0.198	0.307	0.572	O.K !!	O.K !!
1+2+3+5+6-7	0.242	0.142	0.198	0.198	0.441	0.341	O.K !!	O.K !!
1+2+4	0.099	0.085	0.062	0.062	0.161	0.147	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4	0.164	0.166	0.134	0.134	0.298	0.300	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	0.185	0.136	0.134	0.134	0.319	0.269	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	0.144	0.208	0.134	0.134	0.278	0.341	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	0.080	0.272	0.134	0.134	0.213	0.406	O.K !!	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	0.176	0.104	0.134	0.134	0.310	0.238	O.K !!	O.K !!

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상 연]

$$\left(\frac{-115.239}{215.000}\right)^2 + \left(\frac{55.689}{125.000}\right) = 0.287 + 0.198 = 0.486 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[하 연]

$$\left(\frac{144.418}{236.440}\right)^2 + \left(\frac{55.689}{125.000}\right) = 0.373 + 0.198 = 0.572 \leq 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

(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) = 2,025.0 /(206 ×1.200) = 8.2 ≤ t_{use} = 12.0 mm ····· O.K !!

여기서, $\sqrt{(f_{ca}/f_c)}$ = √(215.0 / 49.134) = 2.09 ≥ 1.20 ⇒ 1.200 적용

(12) 항복에 대한 안전도 검사 (☞ 도.설.기 3.9.3.2)

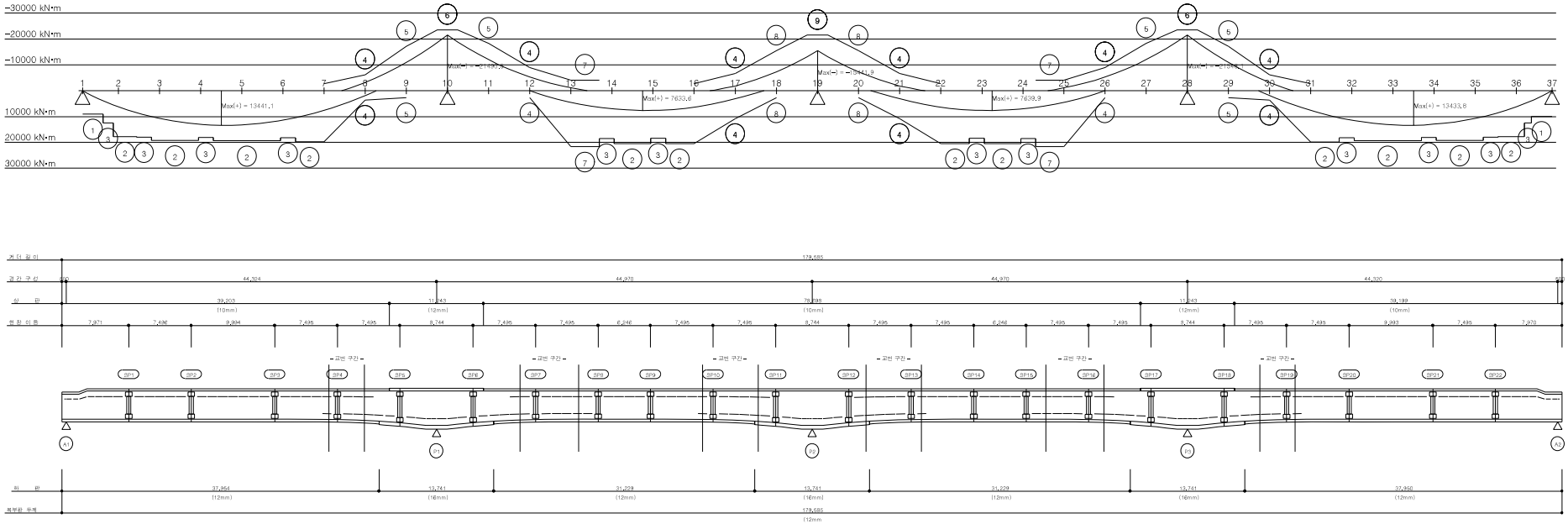
▪ 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

▪ 콘크리트의 압축연응력은 f_{ck}의 3/5를 넘어서는 안된다.

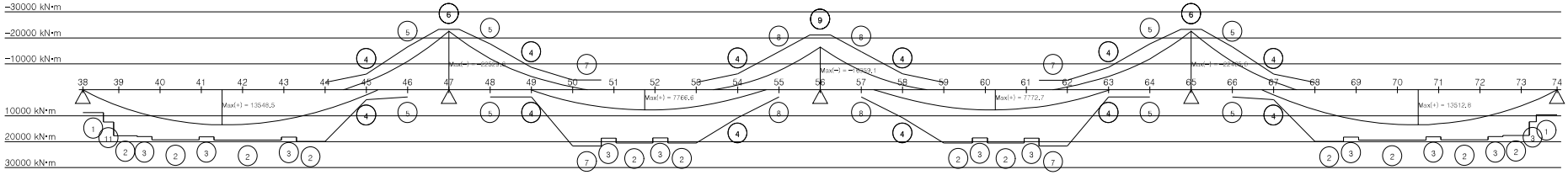
하 중 조 합	Rebar				Steel			
	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별	작용응력(MPa)		허용응력 (MPa)	판 별
	상 연	하 연			상 연	하 연		
1	-	-	-	-	-80.656	63.874	355.000	O.K !!
1+2+3	-103.982	-91.399	240.000	O.K !!	-165.045	163.995	355.000	O.K !!
1+2+3+7	-109.344	-96.244	240.000	O.K !!	-185.089	191.637	355.000	O.K !!
1+2+3+5	-110.139	-97.802	240.000	O.K !!	-171.585	153.850	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6	-97.477	-84.538	240.000	O.K !!	-157.985	176.283	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6+7	-102.839	-89.383	240.000	O.K !!	-137.941	203.925	355.000	O.K !!
1+2+3+5+6-7	-92.115	-79.694	240.000	O.K !!	-178.029	148.640	355.000	O.K !!
1+2+4	-30.093	-26.452	240.000	O.K !!	-105.504	93.355	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4	-104.025	-91.438	240.000	O.K !!	-165.293	164.290	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+7	-109.388	-96.282	240.000	O.K !!	-145.249	191.932	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5	-110.183	-97.841	240.000	O.K !!	-171.833	154.145	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6	-97.521	-84.577	240.000	O.K !!	-158.234	176.577	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6+7	-102.883	-89.421	240.000	O.K !!	-138.189	204.220	355.000	O.K !!
1+2+3+0.5×4+5+6-7	-92.158	-79.732	240.000	O.K !!	-178.278	148.935	355.000	O.K !!

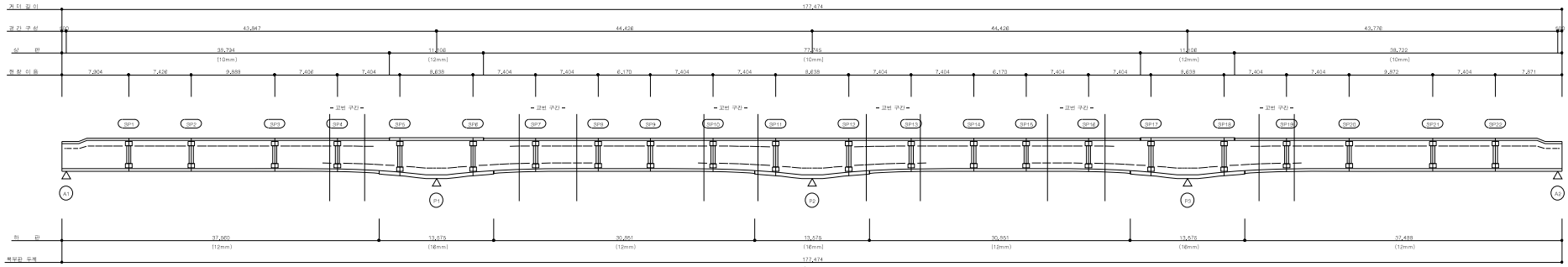
4.8 단면 요약도

< 거더 1 >


-30000 kN•m
-20000 kN•m
-10000 kN•m
10000 kN•m
20000 kN•m
30000 kN•m
Max(+) = 13441.1
Max(+) = 7633.6
Max(+) = 7639.9
Max(+) = 13433.8
거더 길이
179,585
경간 구성
44,324
44,270
44,270
44,320
강 판
39,203 (10mm)
11,243 (12mm)
39,199 (10mm)
11,243 (12mm)
39,199 (10mm)
현장 이음
7,871
7,496
9,894
7,495
7,495
8,744
7,495
7,495
6,246
7,495
7,495
8,744
7,495
7,495
6,246
7,495
7,495
8,744
7,495
7,495
9,893
7,495
7,870
교번 구간
SP1
SP2
SP3
SP4
SP5
SP6
SP7
SP8
SP9
SP10
SP11
SP12
SP13
SP14
SP15
SP16
SP17
SP18
SP19
SP20
SP21
SP22
A1
P1
P2
P3
A2
하 판
37,954 (12mm)
13,741 (16mm)
31,229 (12mm)
13,741 (16mm)
31,229 (12mm)
13,741 (16mm)
37,950 (12mm)
복부판 두께
179,585 (12mm

< 거더 2 >


-30000 kN·m
-20000 kN·m
-10000 kN·m
10000 kN·m
20000 kN·m
30000 kN·m
Max(+) = 13546.5
Max(+) = 7766.6
Max(+) = 7772.7
Max(+) = 13512.8


177,474
43,847
44,426
44,426
43,776
38,794
11,208
77,845
11,208
38,722
7,404
7,426
9,888
7,406
7,404
8,638
7,404
7,404
6,170
7,404
7,404
8,638
7,404
7,404
6,170
7,404
7,404
8,638
7,404
7,404
9,872
7,404
7,871
고번 구간
SP1
SP2
SP3
SP4
SP5
SP6
SP7
SP8
SP9
SP10
SP11
SP12
SP13
SP14
SP15
SP16
SP17
SP18
SP19
SP20
SP21
SP22
A1
P1
P2
P3
A2
37,950
13,575
30,851
13,575
30,851
13,575
37,488
177,474

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				
4,326.89	4,971.52	408.474	616.372	660.653	117.49	-111.58	215.00

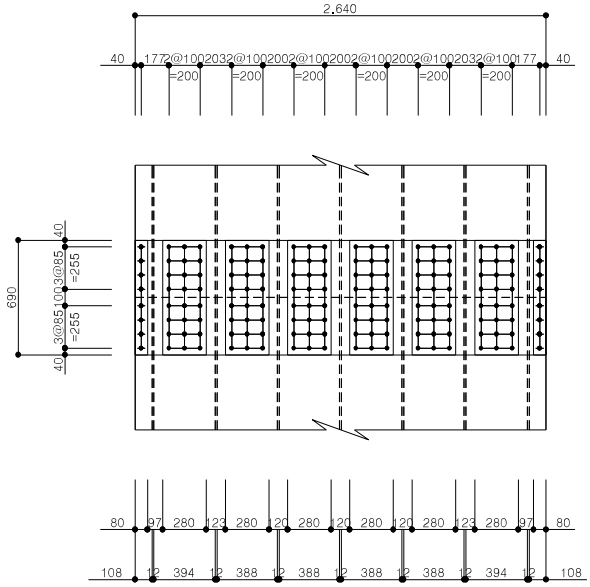
사용BOLT : H.T.B (M22 F 13T) ρ_{sa} = 63,000 × 2 면 = 126,000 N (☞도.설.해3.3.2.3)

(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 = 117.5 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 215.0 = 161.3 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (fu) f_s' = 161.3 MPa 적용



모재두께 = 10 mm

모재길이 = 2,640 mm

③ BOLT의 응력검토 (☞ 도.설.해 3.5.3.5)

• 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 26,400.0 × 161.3 / 80.0 = **53,212.5** 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 × 10.0 × (913.1 - 5.0) = 2.397E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 10.0 × (295.7 - 5.0) = 7.675E+06 mm^3

I_s = 6.789E+10 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 1.441E+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 = 4ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (408.5×23,974,315.2/67,889,300,000.0 + 616.4

×7,674,823.2/144,081,000,000.0)×(132.0/4.0) = 5,843.7 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

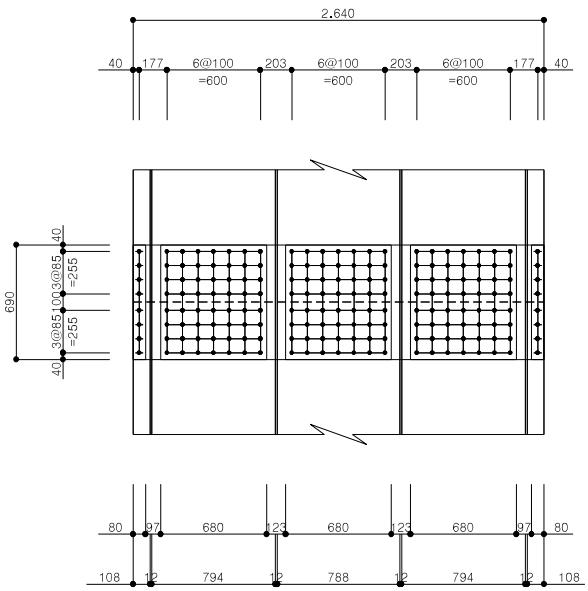
$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 2.832E+09 + 3.415E+07 = **53,532.4** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

(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 = 111.6 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 = **92ea ...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 × 690.0 = 1,600.0

3 PL - 680.0 × 10.0 × 690.0 = 20,400.0

1 PL - 2,640.0 × 10.0 × 690.0 = 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 / 92.0 = **55,526.1** 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 × (908.9 - 6.0) = 2.860E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 12.0 × (1,526.3 - 6.0) = 4.816E+07 mm^3

I_s = 6.789E+10 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 1.441E+11 mm^4 (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

p = 플랜지전폭/횡방향1열BOLT수 = 2,640.0 / 23ea = 114.8 mm (볼트의 피치)

n = 4ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (408.5×28,603,301.8/67,889,300,000.0 + 616.4

×48,162,692.2/144,081,000,000.0)×(114.8/4.0) = 10,850.9 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 3.083E+09 + 1.177E+08 = **56,576.4** N/ea ≤ ρ_{sa} ...O.K !!

④ 모재의 응력검토

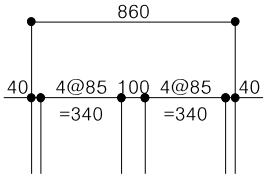
A_{sn} = 12.0 × (2,640.0 - 25.0 × 23.0) = 24,780.0 mm^2

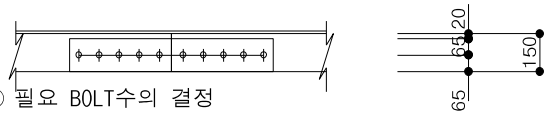
$f_l = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 31,680.0 × 161.3 / 24,780.0 = **206.2** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(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 = **5ea** ...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

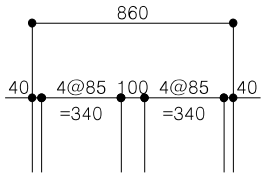
• 사용 이음판 전단면적(A_{use})

2 PL - 130.0 × 12.0 × 860.0 = **3,120.0** mm^2 ≥ A_{req} ...O.K !!

• 이음판의 응력

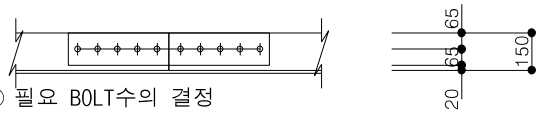
$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 1,800.0 × 161.3 / 3,120.0 = **93.0** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(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 = **5ea ...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 × 860.0 = **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

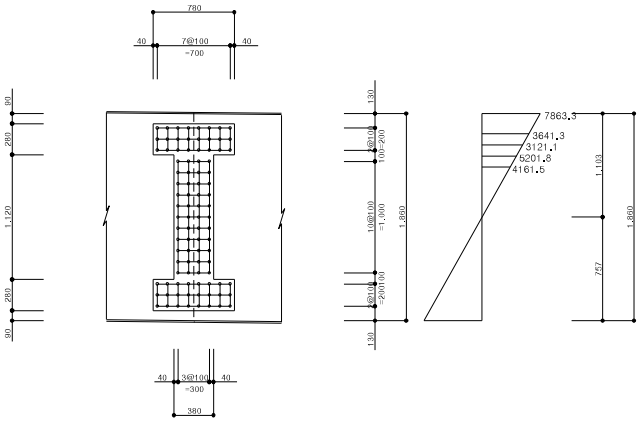
- 휨에 의한 BOLT의 응력

Box 평균 높이 = 1,800 mm

Box 계산 높이 = 1,860 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 930 mm



f_1 = fu = 161.25 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 180) / h_o$ = 130.05 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 280) / h_o$ = 112.71 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 380) / h_o$ = 95.37 MPa

$f_5 = f_1 \cdot (h_o - 480) / h_o$ = 78.03 MPa

$f_6 = f_1 \cdot (h_o - 580) / h_o$ = 60.69 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 130.046) / 2 × 180.0 × 12.0 / 4ea = **78,633.6** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (130.046 + 112.706) / 2 × 100.0 × 12.0 / 4ea = **36,412.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (112.706 + 95.367) / 2 × 100.0 × 12.0 / 4ea = **31,211.0** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (95.367 + 78.027) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **52,018.3** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (78.027 + 60.688) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **41,614.7** 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 : $(V_s + V_v) / 2$ = (408.5 + 616.4)/2 = 512,423.0 N

- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 660.7 / (2×2412) = 136,951.3 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (512,423.0 + 136,951.3) / 46ea = **14,116.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

- 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(78,633.6^2 + 14,116.8^2)}$ = **79,890.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

② 이음판의 응력계산

- 복부판의 단면2차 모멘트

  - 합성전 단면2차 모멘트

  $I_{sw}' = (12.0 \times 1,859.9^3) / 12 + 12.0 \times 1,859.9 \times (900.0 - 908.9)^2 = 6.436E+09\ mm^4$

  - 합성후 단면2차 모멘트

  $I_{vw}' = (12.0 \times 1,859.9^3) / 12 + 12.0 \times 1,859.9 \times (1,526.3 - 900.0)^2 = 1.519E+10\ mm^4$

- 복부판에 작용하는 모멘트

  - 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

  $M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 4,326.9 \times 6,435,890,268.2 / 67,889,300,000.0 = 410.2\ kN·m$

  - 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

  $M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 4,971.5 \times 15,188,494,303.8 / 144,081,000,000.0 = 524.1\ kN·m$

- 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

$I_{sw} = 7,902,720,000.0 + 33,600.0 \times (900.0 - 908.9)^2 = 7.905E+09\ mm^4$

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$I_{vw} = 7,902,720,000.0 + 33,600.0 \times (1,526.3 - 900.0)^2 = 2.108E+10\ mm^4$

- 이음판의 응력 검토

  - 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

  $y_{su} = 913.1\ mm \quad y_{sl} = 908.9\ mm$

  - 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

  $y_{su,v} = 295.7\ mm \quad y_{sl,v} = 1,526.3\ mm$

  - 이음판의 상연 응력 검토

  $f_u = (M_{sw}·y_{su})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{su,v})/I_{vw}$

  $= (410.2 \times 913.1) / 7,905,370,701.4 + (524.1 \times 295.7) / 21,081,829,654.0$

  $= 47.379 + 7.351 = 54.730\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...O.K !!

  - 이음판의 하연 응력 검토

  $f_l = (M_{sw}·y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{sl,v})/I_{vw}$

  $= (410.2 \times 908.9) / 7,905,370,701.4 + (524.1 \times 1,526.3) / 21,081,829,654.0$

  $= 47.159 + 37.942 = 85.102\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...O.K !!

(6) WEB 연결부의 계산 : (우측 WEB)

① BOLT의 응력계산

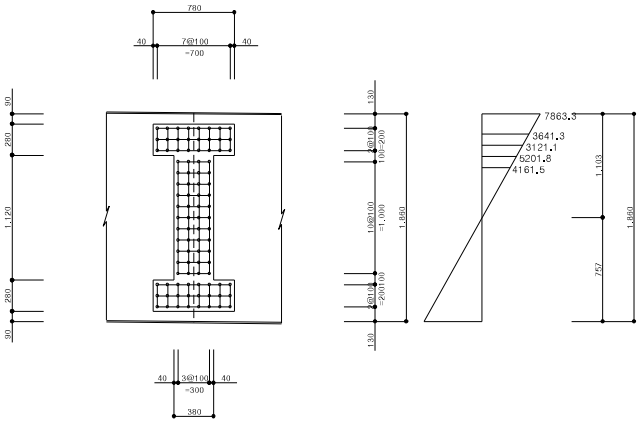
- 휨에 의한 BOLT의 응력

Box 평균 높이 = 1,800 mm

Box 계산 높이 = 1,740 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 870 mm



f_1 = fu = 161.25 MPa

$f_2 = f_1 \cdot (h_o - 180) / h_o$ = 127.90 MPa

$f_3 = f_1 \cdot (h_o - 280) / h_o$ = 109.36 MPa

$f_4 = f_1 \cdot (h_o - 380) / h_o$ = 90.83 MPa

$f_5 = f_1 \cdot (h_o - 480) / h_o$ = 72.29 MPa

$f_6 = f_1 \cdot (h_o - 580) / h_o$ = 53.76 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 127.896) / 2 × 180.0 × 12.0 / 4ea = **78,053.4** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (127.896 + 109.362) / 2 × 100.0 × 12.0 / 4ea = **35,588.8** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (109.362 + 90.829) / 2 × 100.0 × 12.0 / 4ea = **30,028.7** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (90.829 + 72.295) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **48,937.1** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (72.295 + 53.761) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **37,816.8** 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 : $(V_s + V_v) / 2$ = (408.5 + 616.4)/2 = 512,423.0 N

- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 660.7 / (2×2412) = 136,951.3 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (512,423.0 + 136,951.3) / 44ea = **14,758.5** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

- 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(78,053.4^2 + 14,758.5^2)}$ = **79,436.4** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

② 이음판의 응력계산

• 복부판의 단면2차 모멘트

- 합성전 단면2차 모멘트

$I_{sw}' = (12.0 \times 1,740.1^3) / 12 + 12.0 \times 1,740.1 \times (900.0 - 908.9)^2 = 5.270E+09\ mm^4$

- 합성후 단면2차 모멘트

$I_{vw}' = (12.0 \times 1,740.1^3) / 12 + 12.0 \times 1,740.1 \times (1,526.3 - 900.0)^2 = 1.346E+10\ mm^4$

• 복부판에 작용하는 모멘트

- 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 4,326.9 \times 5,270,307,109.5 / 67,889,300,000.0 = 335.9\ kN·m$

- 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 4,971.5 \times 13,458,864,584.3 / 144,081,000,000.0 = 464.4\ kN·m$

• 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	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

$I_{sw} = 6,573,853,333.3 + 31,600.0 \times (900.0 - 908.9)^2 = 6.576E+09\ mm^4$

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$I_{vw} = 6,573,853,333.3 + 31,600.0 \times (1,526.3 - 900.0)^2 = 1.897E+10\ mm^4$

• 이음판의 응력 검토

- 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$y_{su} = 913.1\ mm \quad y_{sl} = 908.9\ mm$

- 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$y_{su,v} = 295.7\ mm \quad y_{sl,v} = 1,526.3\ mm$

- 이음판의 상연 응력 검토

$f_u = (M_{sw}·y_{su})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{su,v})/I_{vw}$

$= (335.9 \times 913.1) / 6,576,346,254.9 + (464.4 \times 295.7) / 18,968,492,174.6$

$= 46.639 + 7.240 = 53.879\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...O.K !!

- 이음판의 하연 응력 검토

$f_l = (M_{sw}·y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{sl,v})/I_{vw}$

$= (335.9 \times 908.9) / 6,576,346,254.9 + (464.4 \times 1,526.3) / 18,968,492,174.6$

$= 46.423 + 37.368 = 83.791\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...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				
4,294.80	5,096.49	421.807	619.624	701.884	118.07	-112.52	215.00

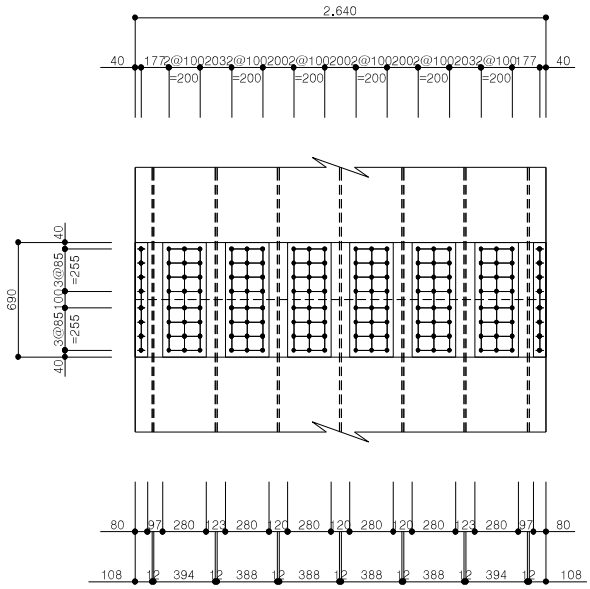
사용BOLT : H.T.B (M22 F 13T) ρ_{sa} = 63,000 × 2 면 = 126,000 N (☞도.설.해3.3.2.3)

(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 = 118.1 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 215.0 = 161.3 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (fu) f_s' = 161.3 MPa 적용



모재두께 = 10 mm

모재길이 = 2,640 mm

① 필요 BOLT수의 결정

$n_{req} = A_s \times f_s' / \rho_{sa}$ = 26,400.0 × 161.3 / 126,000.0 = 34ea ⇒ n_t = **80ea ...O.K !!**

② 이음판의 결정

- 필요 단면적 산정

$A_{req} = A_s \times f_s' / f_{sa}$ = 26,400.0 × 161.3 / 215.0 = 19,800.0 mm^2

- 사용 이음판 전단면적 (A_{use})

2 PL - 80.0 × 10.0 × 690.0 = 1,600.0

6 PL - 280.0 × 10.0 × 690.0 = 16,800.0

1 PL - 2,640.0 × 10.0 × 690.0 = 26,400.0

∑ = **44,800.0** mm^2 ≥ A_{req} **...O.K !!**

- 이음판의 응력

$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 26,400.0 × 161.3 / 44,800.0 = **95.0** MPa ≤ f_{sa} **...O.K !!**

③ BOLT의 응력검토 (☞ 도.설.해 3.5.3.5)

• 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 BOLT 응력검토

$\rho_p = P / n_t$ = 26,400.0 × 161.3 / 80.0 = **53,212.5** 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 × 10.0 × (913.1 - 5.0) = 2.397E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 10.0 × (286.0 - 5.0) = 7.419E+06 mm^3

I_s = 6.789E+10 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 1.453E+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 = 4ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (421.8×23,974,315.2/67,889,300,000.0 + 619.6

×7,418,901.6/145,294,000,000.0)×(132.0/4.0) = 5,959.6 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

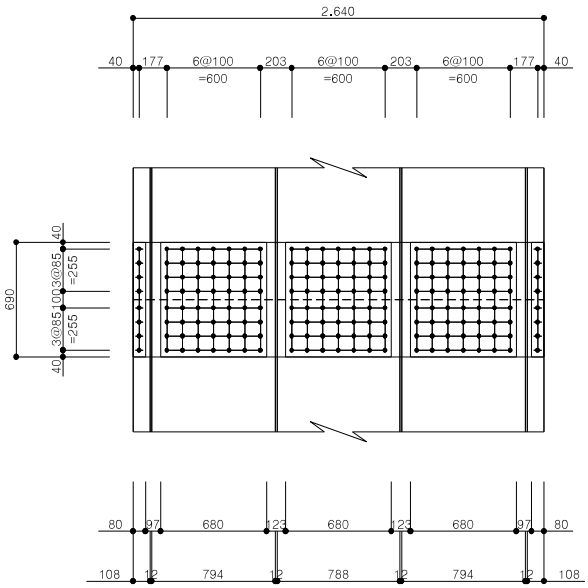
$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 2.832E+09 + 3.552E+07 = **53,545.2** N/ea ≤ ρ_{sa} **...O.K !!**

(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 = 112.5 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 = **92ea ...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 × 690.0 = 1,600.0

3 PL - 680.0 × 10.0 × 690.0 = 20,400.0

1 PL - 2,640.0 × 10.0 × 690.0 = 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 / 92.0 = **55,526.1** 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 × (908.9 - 6.0) = 2.860E+07 mm^3

Q_v = 2,640.0 × 12.0 × (1,536.0 - 6.0) = 4.847E+07 mm^3

I_s = 6.789E+10 mm^4 (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

I_v = 1.453E+11 mm^4 (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차 모멘트)

p = 플랜지전폭/횡방향1열BOLT수 = 2,640.0 / 23ea = 114.8 mm (볼트의 피치)

n = 4ea (접합선에 직각방향의 볼트의 수)

$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p/n$

= (421.8×28,603,301.8/67,889,300,000.0 + 619.6

×48,469,798.1/145,294,000,000.0)×(114.8/4.0) = 11,031.2 N/ea

• 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 3.083E+09 + 1.217E+08 = **56,611.3** N/ea ≤ ρ_{sa} ...O.K !!

④ 모재의 응력검토

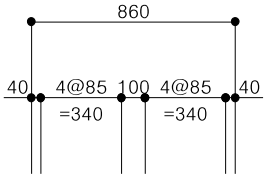
A_{sn} = 12.0 × (2,640.0 - 25.0 × 23.0) = 24,780.0 mm^2

$f_l = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 31,680.0 × 161.3 / 24,780.0 = **206.2** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

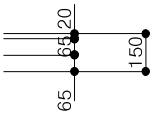
(3) 압축부 RIB 이음 : (상부 플랜지)

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 = **5ea** ...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

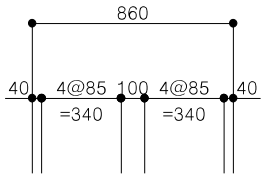
• 사용 이음판 전단면적(A_{use})

2 PL - 130.0 × 12.0 × 860.0 = **3,120.0** mm^2 ≥ A_{req} ...O.K !!

• 이음판의 응력

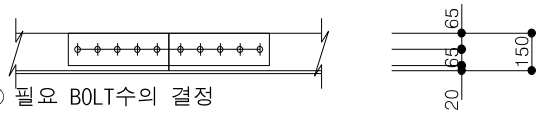
$f_s = A_s \times f_s' / A_{use}$ = 1,800.0 × 161.3 / 3,120.0 = **93.0** MPa ≤ f_{sa} ...O.K !!

(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 = **5ea ...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 × 860.0 = **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

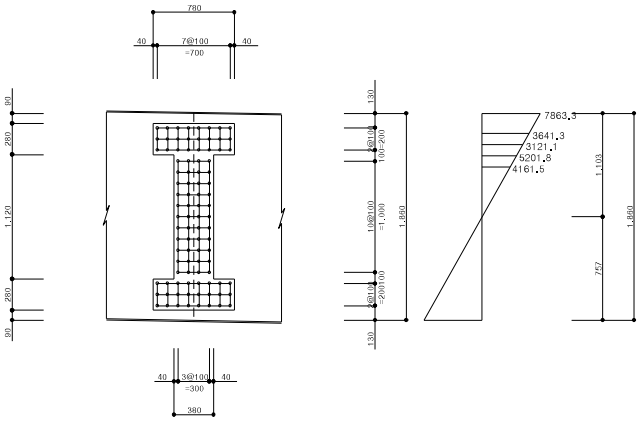
- 휨에 의한 BOLT의 응력

Box 평균 높이 = 1,800 mm

Box 계산 높이 = 1,860 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 930 mm



f_1 = fu = 161.25 MPa

f_2 = $f_1 \cdot (h_o -$ 180) / h_o = 130.05 MPa

f_3 = $f_1 \cdot (h_o -$ 280) / h_o = 112.71 MPa

f_4 = $f_1 \cdot (h_o -$ 380) / h_o = 95.37 MPa

f_5 = $f_1 \cdot (h_o -$ 480) / h_o = 78.03 MPa

f_6 = $f_1 \cdot (h_o -$ 580) / h_o = 60.69 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 130.046) / 2 × 180.0 × 12.0 / 4ea = **78,633.6** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (130.046 + 112.706) / 2 × 100.0 × 12.0 / 4ea = **36,412.8** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (112.706 + 95.367) / 2 × 100.0 × 12.0 / 4ea = **31,211.0** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (95.367 + 78.027) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **52,018.3** N/ea ≤ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (78.027 + 60.688) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **41,614.7** 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 : $(V_s + V_v) / 2$ = (421.8 + 619.6)/2 = 520,715.5 N

- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 701.9 / (2×2412) = 145,498.3 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (520,715.5 + 145,498.3) / 46ea = **14,482.9** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

- 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(78,633.6^2 + 14,482.9^2)}$ = **79,956.3** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

② 이음판의 응력계산

- 복부판의 단면2차 모멘트

  - 합성전 단면2차 모멘트

  $I_{sw}' = (12.0 \times 1,859.9^3) / 12 + 12.0 \times 1,859.9 \times (900.0 - 908.9)^2 = 6.436E+09\ mm^4$

  - 합성후 단면2차 모멘트

  $I_{vw}' = (12.0 \times 1,859.9^3) / 12 + 12.0 \times 1,859.9 \times (1,536.0 - 900.0)^2 = 1.546E+10\ mm^4$

- 복부판에 작용하는 모멘트

  - 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

  $M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 4,294.8 \times 6,435,890,268.2 / 67,889,300,000.0 = 407.1\ kN·m$

  - 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

  $M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 5,096.5 \times 15,461,601,053.3 / 145,294,000,000.0 = 542.3\ kN·m$

- 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

$I_{sw} = 7,902,720,000.0 + 33,600.0 \times (900.0 - 908.9)^2 = 7.905E+09\ mm^4$

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$I_{vw} = 7,902,720,000.0 + 33,600.0 \times (1,536.0 - 900.0)^2 = 2.149E+10\ mm^4$

- 이음판의 응력 검토

  - 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

  $y_{su} = 913.1\ mm \quad y_{sl} = 908.9\ mm$

  - 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

  $y_{su,v} = 286.0\ mm \quad y_{sl,v} = 1,536.0\ mm$

  - 이음판의 상연 응력 검토

  $f_u = (M_{sw}·y_{su})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{su,v})/I_{vw}$

  $= (407.1 \times 913.1) / 7,905,370,701.4 + (542.3 \times 286.0) / 21,492,973,567.3$

  $= 47.028 + 7.217 = 54.245\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...O.K !!

  - 이음판의 하연 응력 검토

  $f_l = (M_{sw}·y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{sl,v})/I_{vw}$

  $= (407.1 \times 908.9) / 7,905,370,701.4 + (542.3 \times 1,536.0) / 21,492,973,567.3$

  $= 46.810 + 38.759 = 85.568\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...O.K !!

(6) WEB 연결부의 계산 : (우측 WEB)

① BOLT의 응력계산

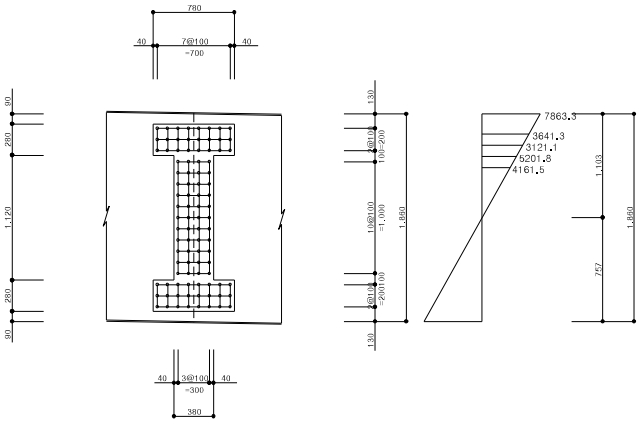
- 휨에 의한 BOLT의 응력

Box 평균 높이 = 1,800 mm

Box 계산 높이 = 1,740 mm

WEB 두께 = 12 mm

중립축에서 연단까지 거리 h_o = 870 mm



f_1 = fu = 161.25 MPa

f_2 = $f_1 \cdot (h_o -$ 180 $) / h_o$ = 127.90 MPa

f_3 = $f_1 \cdot (h_o -$ 280 $) / h_o$ = 109.36 MPa

f_4 = $f_1 \cdot (h_o -$ 380 $) / h_o$ = 90.83 MPa

f_5 = $f_1 \cdot (h_o -$ 480 $) / h_o$ = 72.29 MPa

f_6 = $f_1 \cdot (h_o -$ 580 $) / h_o$ = 53.76 MPa

제1열 ρ_p = (161.250 + 127.896) / 2 × 180.0 × 12.0 / 4ea = **78,053.4** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제2열 ρ_p = (127.896 + 109.362) / 2 × 100.0 × 12.0 / 4ea = **35,588.8** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제3열 ρ_p = (109.362 + 90.829) / 2 × 100.0 × 12.0 / 4ea = **30,028.7** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제4열 ρ_p = (90.829 + 72.295) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **48,937.1** N/ea ≥ ρ_{sa} ..... **O.K !!**

제5열 ρ_p = (72.295 + 53.761) / 2 × 100.0 × 12.0 / 2ea = **37,816.8** 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 : $(V_s + V_v) / 2$ = (421.8 + 619.6)/2 = 520,715.5 N

- 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $M_t / (2 \cdot b)$ = 701.9 / (2×2412) = 145,498.3 N

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

ρ_s = (520,715.5 + 145,498.3) / 44ea = **15,141.2** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

- 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_s^2)} = \sqrt{(78,053.4^2 + 15,141.2^2)}$ = **79,508.4** N/ea ≤ ρ_{sa} ...**O.K !!**

② 이음판의 응력계산

- 복부판의 단면2차 모멘트

  - 합성전 단면2차 모멘트

  $I_{sw}' = (12.0 \times 1,740.1^3) / 12 + 12.0 \times 1,740.1 \times (900.0 - 908.9)^2 = 5.270E+09\ mm^4$

  - 합성후 단면2차 모멘트

  $I_{vw}' = (12.0 \times 1,740.1^3) / 12 + 12.0 \times 1,740.1 \times (1,536.0 - 900.0)^2 = 1.371E+10\ mm^4$

- 복부판에 작용하는 모멘트

  - 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

  $M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 4,294.8 \times 5,270,307,109.5 / 67,889,300,000.0 = 333.4\ kN·m$

  - 복부에 작용하는 합성후 하중에 의한 모멘트

  $M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 5,096.5 \times 13,714,371,437.6 / 145,294,000,000.0 = 481.1\ kN·m$

- 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	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

$I_{sw} = 6,573,853,333.3 + 31,600.0 \times (900.0 - 908.9)^2 = 6.576E+09\ mm^4$

- 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$I_{vw} = 6,573,853,333.3 + 31,600.0 \times (1,536.0 - 900.0)^2 = 1.936E+10\ mm^4$

- 이음판의 응력 검토

  - 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

  $y_{su} = 913.1\ mm \quad y_{sl} = 908.9\ mm$

  - 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

  $y_{su,v} = 286.0\ mm \quad y_{sl,v} = 1,536.0\ mm$

  - 이음판의 상연 응력 검토

  $f_u = (M_{sw}·y_{su})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{su,v})/I_{vw}$

  $= (333.4 \times 913.1) / 6,576,346,254.9 + (481.1 \times 286.0) / 19,355,163,235.9$

  $= 46.293 + 7.109 = 53.402\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...O.K !!

  - 이음판의 하연 응력 검토

  $f_l = (M_{sw}·y_{sl})/I_{sw} + (M_{vw}·y_{sl,v})/I_{vw}$

  $= (333.4 \times 908.9) / 6,576,346,254.9 + (481.1 \times 1,536.0) / 19,355,163,235.9$

  $= 46.079 + 38.176 = 84.255\ MPa \leq f_{sa} = 215.000\ MPa$ ...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	4,326.89	4,971.52	408.47	616.37	660.65	117.49	-111.58	215.0	126,000
SP2	6,199.96	6,976.16	83.90	423.36	368.54	129.55	-156.59	215.0	126,000
SP3	4,866.37	6,204.30	356.03	548.33	432.25	118.77	-130.63	215.0	126,000
SP4	977.38	3,218.34	681.86	826.77	538.40	50.00	-41.58	215.0	126,000
SP5	-5,425.26	-6,646.22	1,017.91	1,113.78	625.16	-114.64	142.93	215.0	126,000
SP6	-5,983.54	-7,068.17	890.12	1,054.90	651.13	-124.25	153.08	215.0	126,000
SP7	-555.87	-3,003.01	551.80	763.39	468.23	-38.31	90.06	215.0	126,000
SP8	2,345.40	4,398.64	222.93	475.70	340.56	72.18	-77.72	215.0	126,000
SP9	2,840.55	4,717.55	64.76	369.18	369.05	81.35	-87.73	215.0	126,000
SP10	1,136.85	3,345.64	390.15	658.29	486.77	53.37	-44.60	215.0	126,000
SP11	-3,080.67	-5,110.54	731.55	949.94	575.53	-82.05	102.48	215.0	126,000
SP12	-3,081.34	-5,112.55	732.21	949.71	574.69	-82.07	102.49	215.0	126,000
SP13	1,138.76	3,345.89	390.36	658.57	487.47	53.40	-44.64	215.0	126,000
SP14	2,844.04	4,719.68	64.95	369.25	369.83	81.41	-87.80	215.0	126,000
SP15	2,350.13	4,402.37	222.69	475.58	340.83	72.25	-77.82	215.0	126,000
SP16	-549.68	-2,960.11	551.60	763.47	467.81	-37.90	89.54	215.0	126,000
SP17	-5,981.30	-7,071.99	893.85	1,058.36	665.78	-124.24	153.08	215.0	126,000
SP18	-5,427.28	-6,655.11	1,020.14	1,115.66	664.16	-114.70	142.97	215.0	126,000
SP19	975.40	3,214.47	681.22	827.31	595.38	49.97	-41.53	215.0	126,000
SP20	4,859.75	6,202.91	355.35	548.01	487.70	118.66	-130.50	215.0	126,000
SP21	6,189.81	6,978.76	84.21	423.25	345.93	129.39	-156.43	215.0	126,000
SP22	4,322.43	4,977.88	406.77	615.27	701.89	117.42	-111.53	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	117.49	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP2	129.55	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP3	118.77	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP4	50.00	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP5	114.64	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP6	124.25	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP7	38.31	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	34,800.0	O.K	215.0	122.3	O.K
SP8	72.18	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP9	81.35	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP10	53.37	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP11	82.05	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	36,900.0	O.K	215.0	115.4	O.K
SP12	82.07	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	36,900.0	O.K	215.0	115.4	O.K
SP13	53.40	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP14	81.41	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP15	72.25	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP16	37.90	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	34,800.0	O.K	215.0	122.3	O.K
SP17	124.24	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP18	114.70	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP19	49.97	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP20	118.66	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP21	129.39	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP22	117.42	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	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	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP2	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP3	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP4	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	8.66E+06	7.42E+10	1.60E+11	132.00
SP5	M22	F13T	41	92	O.K	4	3.61E+07	2.97E+07	9.97E+10	1.34E+11	114.78
SP6	M22	F13T	41	92	O.K	4	3.61E+07	2.97E+07	9.96E+10	1.34E+11	114.78
SP7	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	2.00E+07	7.42E+10	1.00E+11	132.00
SP8	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP9	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP10	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	8.66E+06	7.42E+10	1.60E+11	132.00
SP11	M22	F13T	34	92	O.K	4	3.12E+07	2.56E+07	9.29E+10	1.30E+11	114.78
SP12	M22	F13T	34	92	O.K	4	3.12E+07	2.56E+07	9.29E+10	1.30E+11	114.78
SP13	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	8.66E+06	7.42E+10	1.60E+11	132.00
SP14	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP15	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP16	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	2.00E+07	7.42E+10	1.00E+11	132.00
SP17	M22	F13T	41	92	O.K	4	3.61E+07	2.97E+07	9.96E+10	1.34E+11	114.78
SP18	M22	F13T	41	92	O.K	4	3.61E+07	2.97E+07	9.97E+10	1.34E+11	114.78
SP19	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	8.66E+06	7.42E+10	1.60E+11	132.00
SP20	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP21	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00
SP22	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.67E+06	6.79E+10	1.44E+11	132.00

구 분	BOLT 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	5.32E+04	5.84E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP2	1.26E+05	5.32E+04	1.72E+03	5.32E+04	O.K	-	-	-	-
SP3	1.26E+05	5.32E+04	5.11E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP4	1.26E+05	5.32E+04	9.07E+03	5.40E+04	O.K	-	-	-	-
SP5	1.26E+05	5.55E+04	1.77E+04	5.83E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP6	1.26E+05	5.55E+04	1.60E+04	5.78E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP7	1.26E+05	5.32E+04	1.12E+04	5.44E+04	O.K	2.14E+04	215.0	198.9	O.K
SP8	1.26E+05	5.32E+04	3.43E+03	5.33E+04	O.K	-	-	-	-
SP9	1.26E+05	5.32E+04	1.40E+03	5.32E+04	O.K	-	-	-	-
SP10	1.26E+05	5.32E+04	5.52E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP11	1.26E+05	4.63E+04	1.24E+04	4.79E+04	O.K	2.07E+04	215.0	206.2	O.K
SP12	1.26E+05	4.63E+04	1.24E+04	4.79E+04	O.K	2.07E+04	215.0	206.2	O.K
SP13	1.26E+05	5.32E+04	5.53E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP14	1.26E+05	5.32E+04	1.41E+03	5.32E+04	O.K	-	-	-	-
SP15	1.26E+05	5.32E+04	3.43E+03	5.33E+04	O.K	-	-	-	-
SP16	1.26E+05	5.32E+04	1.12E+04	5.44E+04	O.K	2.14E+04	215.0	198.9	O.K
SP17	1.26E+05	5.55E+04	1.60E+04	5.78E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP18	1.26E+05	5.55E+04	1.77E+04	5.83E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP19	1.26E+05	5.32E+04	9.07E+03	5.40E+04	O.K	-	-	-	-
SP20	1.26E+05	5.32E+04	5.10E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP21	1.26E+05	5.32E+04	1.73E+03	5.32E+04	O.K	-	-	-	-
SP22	1.26E+05	5.32E+04	5.82E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-

구 분	RIB 두께 (㎜)	RIB 폭 (㎜)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토(㎟)			상부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP2	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP3	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP4	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP5	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP6	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP7	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP8	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP9	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP10	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP11	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP12	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP13	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP14	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP15	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP16	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP17	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP18	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP19	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP20	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP21	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP22	12.0	150.0	3	5	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	111.58	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP2	156.59	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP3	130.63	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP4	41.58	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP5	142.93	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP6	153.08	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP7	90.06	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP8	77.72	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP9	87.73	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP10	44.60	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP11	102.48	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP12	102.49	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP13	44.64	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP14	87.80	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP15	77.82	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP16	89.54	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP17	153.08	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP18	142.97	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP19	41.53	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP20	130.50	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP21	156.43	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP22	111.53	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	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP2	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP3	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP4	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	4.73E+07	7.42E+10	1.60E+11	132.00
SP5	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.80E+07	4.65E+07	9.97E+10	1.34E+11	132.00
SP6	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.80E+07	4.65E+07	9.96E+10	1.34E+11	132.00
SP7	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	3.37E+07	7.42E+10	1.00E+11	132.00
SP8	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP9	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP10	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	4.73E+07	7.42E+10	1.60E+11	132.00
SP11	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.61E+07	4.52E+07	9.29E+10	1.30E+11	132.00
SP12	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.61E+07	4.52E+07	9.29E+10	1.30E+11	132.00
SP13	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	4.73E+07	7.42E+10	1.60E+11	132.00
SP14	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP15	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP16	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	3.37E+07	7.42E+10	1.00E+11	132.00
SP17	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.80E+07	4.65E+07	9.96E+10	1.34E+11	132.00
SP18	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.80E+07	4.65E+07	9.97E+10	1.34E+11	132.00
SP19	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	4.73E+07	7.42E+10	1.60E+11	132.00
SP20	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP21	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+11	114.78
SP22	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.82E+07	6.79E+10	1.44E+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	5.55E+04	1.09E+04	5.66E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP2	1.26E+05	5.55E+04	5.08E+03	5.58E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP3	1.26E+05	5.55E+04	9.56E+03	5.63E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP4	1.26E+05	6.39E+04	1.64E+04	6.59E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP5	1.26E+05	8.51E+04	2.55E+04	8.89E+04	O.K	-	-	-	-
SP6	1.26E+05	8.51E+04	2.33E+04	8.83E+04	O.K	-	-	-	-
SP7	1.26E+05	6.39E+04	1.52E+04	6.56E+04	O.K	-	-	-	-
SP8	1.26E+05	5.55E+04	7.26E+03	5.60E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP9	1.26E+05	5.55E+04	4.32E+03	5.57E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP10	1.26E+05	6.39E+04	1.12E+04	6.48E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP11	1.26E+05	8.51E+04	2.03E+04	8.75E+04	O.K	-	-	-	-
SP12	1.26E+05	8.51E+04	2.03E+04	8.75E+04	O.K	-	-	-	-
SP13	1.26E+05	6.39E+04	1.12E+04	6.48E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP14	1.26E+05	5.55E+04	4.33E+03	5.57E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP15	1.26E+05	5.55E+04	7.25E+03	5.60E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP16	1.26E+05	6.39E+04	1.52E+04	6.56E+04	O.K	-	-	-	-
SP17	1.26E+05	8.51E+04	2.34E+04	8.83E+04	O.K	-	-	-	-
SP18	1.26E+05	8.51E+04	2.56E+04	8.89E+04	O.K	-	-	-	-
SP19	1.26E+05	6.39E+04	1.64E+04	6.59E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP20	1.26E+05	5.55E+04	9.55E+03	5.63E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP21	1.26E+05	5.55E+04	5.08E+03	5.58E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP22	1.26E+05	5.55E+04	1.08E+04	5.66E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K

구 분	RIB 두께 (㎜)	RIB 폭 (㎜)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토($㎜^2$)			하부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP2	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP3	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP4	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP5	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP6	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP7	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP8	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP9	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP10	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP11	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP12	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP13	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP14	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP15	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP16	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP17	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP18	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP19	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP20	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP21	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP22	12.0	150.0	3	5	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	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP2	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP3	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP4	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP5	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP6	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP7	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP8	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP9	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP10	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP11	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP12	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP13	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP14	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP15	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP16	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP17	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP18	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP19	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP20	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP21	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP22	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69

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	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP2	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP3	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP4	46	4	4	4	2	2	126,000	80,425	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP5	52	4	4	4	2	2	126,000	64,189	39,445	34,805	60,328	51,047	O.K
SP6	52	4	4	4	2	2	126,000	64,185	39,446	34,805	60,329	51,047	O.K
SP7	46	4	4	4	2	2	126,000	80,425	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP8	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP9	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP10	46	4	4	4	2	2	126,000	80,425	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP11	52	4	4	4	2	2	126,000	64,187	39,446	34,805	60,329	51,047	O.K
SP12	52	4	4	4	2	2	126,000	64,185	39,446	34,805	60,329	51,047	O.K
SP13	46	4	4	4	2	2	126,000	80,425	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP14	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP15	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP16	46	4	4	4	2	2	126,000	80,425	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP17	52	4	4	4	2	2	126,000	64,187	39,446	34,805	60,329	51,047	O.K
SP18	52	4	4	4	2	2	126,000	64,185	39,446	34,805	60,329	51,047	O.K
SP19	46	4	4	4	2	2	126,000	80,425	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP20	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP21	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP22	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	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	78,633.64	14,116.83	79,890.76	O.K	6.44E+09	1.52E+10	4.10E+08	5.24E+08
SP2	126,000.00	78,633.64	7,174.43	78,960.25	O.K	6.44E+09	1.52E+10	5.88E+08	7.35E+08
SP3	126,000.00	78,633.64	11,777.90	79,510.80	O.K	6.44E+09	1.52E+10	4.61E+08	6.54E+08
SP4	126,000.00	80,425.39	18,824.40	82,599.04	O.K	6.54E+09	1.44E+10	8.62E+07	2.91E+08
SP5	126,000.00	64,189.26	22,989.19	68,181.84	O.K	9.34E+09	9.29E+09	5.08E+08	4.60E+08
SP6	126,000.00	64,185.46	21,297.84	67,626.70	O.K	9.34E+09	9.29E+09	5.61E+08	4.90E+08
SP7	126,000.00	80,424.61	16,405.58	82,080.82	O.K	6.54E+09	7.13E+09	4.90E+07	2.14E+08
SP8	126,000.00	78,633.64	9,128.52	79,161.72	O.K	6.44E+09	1.52E+10	2.22E+08	4.64E+08
SP9	126,000.00	78,633.64	6,379.78	78,892.02	O.K	6.44E+09	1.52E+10	2.69E+08	4.97E+08
SP10	126,000.00	80,424.61	13,589.67	81,564.68	O.K	6.54E+09	1.44E+10	1.00E+08	3.02E+08
SP11	126,000.00	64,186.73	18,462.52	66,789.23	O.K	9.62E+09	9.17E+09	3.19E+08	3.62E+08
SP12	126,000.00	64,185.46	18,463.32	66,788.23	O.K	9.62E+09	9.17E+09	3.19E+08	3.62E+08
SP13	126,000.00	80,424.61	13,598.12	81,566.09	O.K	6.54E+09	1.44E+10	1.00E+08	3.02E+08
SP14	126,000.00	78,633.64	6,386.19	78,892.53	O.K	6.44E+09	1.52E+10	2.70E+08	4.98E+08
SP15	126,000.00	78,633.64	9,125.79	79,161.41	O.K	6.44E+09	1.52E+10	2.23E+08	4.64E+08
SP16	126,000.00	80,424.61	16,402.40	82,080.19	O.K	6.54E+09	7.13E+09	4.85E+07	2.11E+08
SP17	126,000.00	64,186.73	21,425.37	67,668.18	O.K	9.34E+09	9.29E+09	5.61E+08	4.90E+08
SP18	126,000.00	64,185.46	23,184.18	68,244.26	O.K	9.34E+09	9.29E+09	5.08E+08	4.61E+08
SP19	126,000.00	80,424.61	19,080.06	82,656.92	O.K	6.54E+09	1.44E+10	8.60E+07	2.90E+08
SP20	126,000.00	78,633.64	12,016.98	79,546.57	O.K	6.44E+09	1.52E+10	4.61E+08	6.54E+08
SP21	126,000.00	78,633.64	7,074.79	78,951.26	O.K	6.44E+09	1.52E+10	5.87E+08	7.36E+08
SP22	126,000.00	78,633.64	14,272.17	79,918.36	O.K	6.44E+09	1.52E+10	4.10E+08	5.25E+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	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	5.47E+01	8.51E+01	O.K
SP2	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	7.82E+01	1.21E+02	O.K
SP3	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	6.25E+01	1.00E+02	O.K
SP4	7.93E+09	1.97E+10	953.96	877.04	333.01	1,497.99	2.15E+02	1.53E+01	3.16E+01	O.K
SP5	1.34E+10	1.33E+10	1,145.69	907.31	944.88	1,108.12	2.15E+02	7.62E+01	7.28E+01	O.K
SP6	1.34E+10	1.33E+10	1,145.68	907.32	944.93	1,108.07	2.15E+02	8.28E+01	7.89E+01	O.K
SP7	7.93E+09	8.81E+09	953.96	877.04	761.99	1,069.01	2.15E+02	2.44E+01	3.14E+01	O.K
SP8	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	3.22E+01	5.91E+01	O.K
SP9	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	3.81E+01	6.70E+01	O.K
SP10	7.93E+09	1.97E+10	953.96	877.04	333.01	1,497.99	2.15E+02	1.72E+01	3.40E+01	O.K
SP11	1.38E+10	1.31E+10	1,188.08	862.92	973.63	1,077.37	2.15E+02	5.43E+01	4.96E+01	O.K
SP12	1.38E+10	1.31E+10	1,188.08	862.92	973.63	1,077.37	2.15E+02	5.43E+01	4.97E+01	O.K
SP13	7.93E+09	1.97E+10	953.96	877.04	333.01	1,497.99	2.15E+02	1.72E+01	3.40E+01	O.K
SP14	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	3.81E+01	6.70E+01	O.K
SP15	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	3.22E+01	5.92E+01	O.K
SP16	7.93E+09	8.81E+09	953.96	877.04	761.99	1,069.01	2.15E+02	2.41E+01	3.09E+01	O.K
SP17	1.34E+10	1.33E+10	1,145.68	907.32	944.93	1,108.07	2.15E+02	8.28E+01	7.89E+01	O.K
SP18	1.34E+10	1.33E+10	1,145.69	907.31	944.88	1,108.12	2.15E+02	7.63E+01	7.29E+01	O.K
SP19	7.93E+09	1.97E+10	953.96	877.04	333.01	1,497.99	2.15E+02	1.52E+01	3.16E+01	O.K
SP20	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	6.24E+01	1.00E+02	O.K
SP21	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	7.81E+01	1.21E+02	O.K
SP22	7.91E+09	2.11E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	5.47E+01	8.51E+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	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	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	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	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	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	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

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	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	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	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

• 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	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP2	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP3	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP4	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP5	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP6	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP7	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP8	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP9	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP10	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP11	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP12	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP13	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP14	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP15	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP16	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP17	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP18	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP19	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP20	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP21	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP22	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76

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	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP2	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP3	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP4	44	4	4	4	2	2	126,000	79,822	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP5	48	4	4	4	2	2	126,000	63,902	38,901	33,977	58,107	48,260	O.K
SP6	48	4	4	4	2	2	126,000	63,898	38,901	33,977	58,107	48,260	O.K
SP7	44	4	4	4	2	2	126,000	79,821	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP8	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP9	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP10	44	4	4	4	2	2	126,000	79,821	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP11	48	4	4	4	2	2	126,000	63,900	38,901	33,977	58,107	48,260	O.K
SP12	48	4	4	4	2	2	126,000	63,898	38,901	33,977	58,107	48,260	O.K
SP13	44	4	4	4	2	2	126,000	79,821	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP14	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP15	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP16	44	4	4	4	2	2	126,000	79,821	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP17	48	4	4	4	2	2	126,000	63,900	38,901	33,977	58,107	48,260	O.K
SP18	48	4	4	4	2	2	126,000	63,898	38,901	33,977	58,107	48,260	O.K
SP19	44	4	4	4	2	2	126,000	79,821	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP20	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP21	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP22	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	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	78,053.41	14,758.51	79,436.44	O.K	5.27E+09	1.35E+10	3.36E+08	4.64E+08
SP2	126,000.00	78,053.41	7,500.54	78,412.96	O.K	5.27E+09	1.35E+10	4.81E+08	6.52E+08
SP3	126,000.00	78,053.41	12,313.25	79,018.67	O.K	5.27E+09	1.35E+10	3.78E+08	5.80E+08
SP4	126,000.00	79,821.91	19,680.06	82,212.17	O.K	5.37E+09	1.27E+10	7.07E+07	2.57E+08
SP5	126,000.00	63,902.20	24,904.96	68,583.88	O.K	7.85E+09	7.80E+09	4.27E+08	3.87E+08
SP6	126,000.00	63,898.43	23,072.66	67,936.42	O.K	7.85E+09	7.80E+09	4.71E+08	4.11E+08
SP7	126,000.00	79,821.14	17,151.29	81,643.01	O.K	5.37E+09	5.92E+09	4.02E+07	1.77E+08
SP8	126,000.00	78,053.41	9,543.45	78,634.67	O.K	5.27E+09	1.35E+10	1.82E+08	4.11E+08
SP9	126,000.00	78,053.41	6,669.77	78,337.86	O.K	5.27E+09	1.35E+10	2.21E+08	4.41E+08
SP10	126,000.00	79,821.14	14,207.38	81,075.67	O.K	5.37E+09	1.27E+10	8.22E+07	2.67E+08
SP11	126,000.00	63,899.70	20,001.06	66,956.80	O.K	8.11E+09	7.69E+09	2.69E+08	3.03E+08
SP12	126,000.00	63,898.43	20,001.93	66,955.86	O.K	8.11E+09	7.69E+09	2.69E+08	3.03E+08
SP13	126,000.00	79,821.14	14,216.22	81,077.22	O.K	5.37E+09	1.27E+10	8.23E+07	2.67E+08
SP14	126,000.00	78,053.41	6,676.48	78,338.43	O.K	5.27E+09	1.35E+10	2.21E+08	4.41E+08
SP15	126,000.00	78,053.41	9,540.60	78,634.33	O.K	5.27E+09	1.35E+10	1.82E+08	4.11E+08
SP16	126,000.00	79,821.14	17,147.96	81,642.31	O.K	5.37E+09	5.92E+09	3.97E+07	1.75E+08
SP17	126,000.00	63,899.70	23,210.82	67,984.65	O.K	7.85E+09	7.80E+09	4.71E+08	4.12E+08
SP18	126,000.00	63,898.43	25,116.19	68,657.36	O.K	7.85E+09	7.80E+09	4.27E+08	3.87E+08
SP19	126,000.00	79,821.14	19,947.33	82,275.82	O.K	5.37E+09	1.27E+10	7.05E+07	2.56E+08
SP20	126,000.00	78,053.41	12,563.20	79,058.01	O.K	5.27E+09	1.35E+10	3.77E+08	5.79E+08
SP21	126,000.00	78,053.41	7,396.37	78,403.07	O.K	5.27E+09	1.35E+10	4.81E+08	6.52E+08
SP22	126,000.00	78,053.41	14,920.91	79,466.77	O.K	5.27E+09	1.35E+10	3.36E+08	4.65E+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	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	5.39E+01	8.38E+01	O.K
SP2	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	7.70E+01	1.19E+02	O.K
SP3	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	6.15E+01	9.88E+01	O.K
SP4	6.60E+09	1.77E+10	953.96	877.04	333.01	1,497.99	2.15E+02	1.50E+01	3.11E+01	O.K
SP5	9.79E+09	9.73E+09	1,145.69	907.31	944.88	1,108.12	2.15E+02	8.75E+01	8.36E+01	O.K
SP6	9.79E+09	9.73E+09	1,145.68	907.32	944.93	1,108.07	2.15E+02	9.51E+01	9.05E+01	O.K
SP7	6.60E+09	7.43E+09	953.96	877.04	761.99	1,069.01	2.15E+02	2.40E+01	3.09E+01	O.K
SP8	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	3.17E+01	5.82E+01	O.K
SP9	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	3.75E+01	6.59E+01	O.K
SP10	6.60E+09	1.77E+10	953.96	877.04	333.01	1,497.99	2.15E+02	1.69E+01	3.35E+01	O.K
SP11	1.02E+10	9.55E+09	1,188.08	862.92	973.63	1,077.37	2.15E+02	6.23E+01	5.70E+01	O.K
SP12	1.02E+10	9.55E+09	1,188.08	862.92	973.63	1,077.37	2.15E+02	6.23E+01	5.70E+01	O.K
SP13	6.60E+09	1.77E+10	953.96	877.04	333.01	1,497.99	2.15E+02	1.69E+01	3.35E+01	O.K
SP14	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	3.75E+01	6.60E+01	O.K
SP15	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	3.17E+01	5.83E+01	O.K
SP16	6.60E+09	7.43E+09	953.96	877.04	761.99	1,069.01	2.15E+02	2.37E+01	3.04E+01	O.K
SP17	9.79E+09	9.73E+09	1,145.68	907.32	944.93	1,108.07	2.15E+02	9.51E+01	9.05E+01	O.K
SP18	9.79E+09	9.73E+09	1,145.69	907.31	944.88	1,108.12	2.15E+02	8.76E+01	8.37E+01	O.K
SP19	6.60E+09	1.77E+10	953.96	877.04	333.01	1,497.99	2.15E+02	1.50E+01	3.11E+01	O.K
SP20	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	6.14E+01	9.88E+01	O.K
SP21	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	7.69E+01	1.19E+02	O.K
SP22	6.58E+09	1.90E+10	913.12	908.88	295.71	1,526.29	2.15E+02	5.38E+01	8.38E+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	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	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	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	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	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	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	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

[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	4,294.80	5,096.49	421.81	619.62	701.88	118.07	-112.52	215.0	126,000
SP2	6,190.90	7,089.27	83.00	429.93	354.45	129.92	-157.61	215.0	126,000
SP3	4,858.02	6,319.83	359.01	543.22	549.62	119.39	-131.61	215.0	126,000
SP4	989.80	3,357.85	685.56	837.65	610.11	51.16	-42.90	215.0	126,000
SP5	-5,411.74	-6,768.71	1,062.93	1,301.04	746.53	-115.52	144.61	215.0	126,000
SP6	-5,979.83	-7,122.31	931.27	1,242.82	581.65	-124.57	154.14	215.0	126,000
SP7	-539.25	-2,893.88	555.59	774.77	485.86	-36.61	90.78	215.0	126,000
SP8	2,348.66	4,534.37	225.00	467.99	445.99	73.20	-79.13	215.0	126,000
SP9	2,839.37	4,838.82	65.69	362.74	407.31	82.25	-88.92	215.0	126,000
SP10	1,143.30	3,471.34	392.62	668.59	502.40	54.44	-45.78	215.0	126,000
SP11	-3,077.35	-5,183.75	760.80	1,118.56	621.92	-82.86	103.76	215.0	126,000
SP12	-3,075.28	-5,182.56	760.51	1,118.35	621.49	-82.81	103.73	215.0	126,000
SP13	1,145.62	3,473.80	392.76	668.76	502.78	54.48	-45.84	215.0	126,000
SP14	2,842.68	4,841.89	65.85	362.63	408.30	82.31	-88.99	215.0	126,000
SP15	2,353.04	4,538.03	224.86	468.07	446.77	73.27	-79.22	215.0	126,000
SP16	-534.05	-2,892.52	555.45	774.33	485.18	-36.49	90.69	215.0	126,000
SP17	-5,968.61	-7,103.39	927.24	1,239.75	594.33	-124.31	153.93	215.0	126,000
SP18	-5,398.85	-6,751.95	1,058.98	1,297.02	792.93	-115.24	144.38	215.0	126,000
SP19	990.66	3,360.54	684.52	836.28	669.68	51.19	-42.94	215.0	126,000
SP20	4,851.06	6,309.86	358.11	542.19	608.19	119.28	-131.43	215.0	126,000
SP21	6,174.73	7,066.25	83.58	430.85	374.07	129.65	-157.18	215.0	126,000
SP22	4,275.08	5,070.35	423.36	621.27	745.84	117.74	-112.02	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	118.07	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP2	129.92	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP3	119.39	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP4	51.16	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP5	115.52	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP6	124.57	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP7	36.61	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	34,800.0	O.K	215.0	122.3	O.K
SP8	73.20	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP9	82.25	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP10	54.44	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP11	82.86	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	36,900.0	O.K	215.0	115.4	O.K
SP12	82.81	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	36,900.0	O.K	215.0	115.4	O.K
SP13	54.48	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP14	82.31	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP15	73.27	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP16	36.49	161.25	161.25	인장	10	2,640	19,800.0	34,800.0	O.K	215.0	122.3	O.K
SP17	124.31	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP18	115.24	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP19	51.19	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP20	119.28	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP21	129.65	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	O.K
SP22	117.74	161.25	161.25	압축	10	2,640	19,800.0	44,800.0	O.K	215.0	95.0	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	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP2	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP3	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP4	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	8.39E+06	7.42E+10	1.61E+11	132.00
SP5	M22	F13T	41	92	O.K	4	3.61E+07	2.96E+07	9.97E+10	1.35E+11	114.78
SP6	M22	F13T	41	92	O.K	4	3.61E+07	2.96E+07	9.96E+10	1.35E+11	114.78
SP7	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	1.98E+07	7.42E+10	1.01E+11	132.00
SP8	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP9	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP10	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	8.39E+06	7.42E+10	1.61E+11	132.00
SP11	M22	F13T	34	92	O.K	4	3.12E+07	2.54E+07	9.29E+10	1.31E+11	114.78
SP12	M22	F13T	34	92	O.K	4	3.12E+07	2.54E+07	9.29E+10	1.31E+11	114.78
SP13	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	8.39E+06	7.42E+10	1.61E+11	132.00
SP14	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP15	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP16	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	1.98E+07	7.42E+10	1.01E+11	132.00
SP17	M22	F13T	41	92	O.K	4	3.61E+07	2.96E+07	9.96E+10	1.35E+11	114.78
SP18	M22	F13T	41	92	O.K	4	3.61E+07	2.96E+07	9.97E+10	1.35E+11	114.78
SP19	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.51E+07	8.39E+06	7.42E+10	1.61E+11	132.00
SP20	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP21	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+10	1.45E+11	132.00
SP22	M22	F13T	34	80	O.K	4	2.40E+07	7.42E+06	6.79E+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	5.32E+04	5.96E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP2	1.26E+05	5.32E+04	1.69E+03	5.32E+04	O.K	-	-	-	-
SP3	1.26E+05	5.32E+04	5.10E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP4	1.26E+05	5.32E+04	9.07E+03	5.40E+04	O.K	-	-	-	-
SP5	1.26E+05	5.55E+04	1.92E+04	5.88E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP6	1.26E+05	5.55E+04	1.75E+04	5.82E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP7	1.26E+05	5.32E+04	1.12E+04	5.44E+04	O.K	2.14E+04	215.0	198.9	O.K
SP8	1.26E+05	5.32E+04	3.41E+03	5.33E+04	O.K	-	-	-	-
SP9	1.26E+05	5.32E+04	1.38E+03	5.32E+04	O.K	-	-	-	-
SP10	1.26E+05	5.32E+04	5.52E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP11	1.26E+05	4.63E+04	1.36E+04	4.82E+04	O.K	2.07E+04	215.0	206.2	O.K
SP12	1.26E+05	4.63E+04	1.36E+04	4.82E+04	O.K	2.07E+04	215.0	206.2	O.K
SP13	1.26E+05	5.32E+04	5.52E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP14	1.26E+05	5.32E+04	1.38E+03	5.32E+04	O.K	-	-	-	-
SP15	1.26E+05	5.32E+04	3.41E+03	5.33E+04	O.K	-	-	-	-
SP16	1.26E+05	5.32E+04	1.12E+04	5.44E+04	O.K	2.14E+04	215.0	198.9	O.K
SP17	1.26E+05	5.55E+04	1.74E+04	5.82E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP18	1.26E+05	5.55E+04	1.91E+04	5.87E+04	O.K	2.48E+04	215.0	206.2	O.K
SP19	1.26E+05	5.32E+04	9.06E+03	5.40E+04	O.K	-	-	-	-
SP20	1.26E+05	5.32E+04	5.09E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-
SP21	1.26E+05	5.32E+04	1.70E+03	5.32E+04	O.K	-	-	-	-
SP22	1.26E+05	5.32E+04	5.98E+03	5.35E+04	O.K	-	-	-	-

구 분	RIB 두께 (㎜)	RIB 폭 (㎜)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토(㎟)			상부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP2	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP3	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP4	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP5	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP6	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP7	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP8	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP9	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP10	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP11	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP12	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP13	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP14	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP15	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP16	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP17	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP18	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP19	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP20	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP21	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	3120.0	O.K	215.0	93.0	O.K
SP22	12.0	150.0	3	5	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	112.52	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP2	157.61	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP3	131.61	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP4	42.90	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP5	144.61	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP6	154.14	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP7	90.78	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP8	79.13	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP9	88.92	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP10	45.78	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP11	103.76	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP12	103.73	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP13	45.84	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP14	88.99	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP15	79.22	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP16	90.69	161.25	161.25	압축	12	2,640	23,760.0	44,800.0	O.K	215.0	114.0	O.K
SP17	153.93	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP18	144.38	161.25	161.25	압축	16	2,640	31,680.0	44,800.0	O.K	215.0	152.0	O.K
SP19	42.94	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	34,800.0	O.K	215.0	146.8	O.K
SP20	131.43	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP21	157.18	161.25	161.25	인장	12	2,640	23,760.0	36,900.0	O.K	215.0	138.4	O.K
SP22	112.02	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	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP2	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP3	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP4	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	4.76E+07	7.42E+10	1.61E+11	132.00
SP5	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.80E+07	4.67E+07	9.97E+10	1.35E+11	132.00
SP6	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.80E+07	4.67E+07	9.96E+10	1.35E+11	132.00
SP7	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	3.39E+07	7.42E+10	1.01E+11	132.00
SP8	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP9	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP10	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	4.76E+07	7.42E+10	1.61E+11	132.00
SP11	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.61E+07	4.54E+07	9.29E+10	1.31E+11	132.00
SP12	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.61E+07	4.54E+07	9.29E+10	1.31E+11	132.00
SP13	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	4.76E+07	7.42E+10	1.61E+11	132.00
SP14	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP15	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP16	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	3.39E+07	7.42E+10	1.01E+11	132.00
SP17	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.80E+07	4.67E+07	9.96E+10	1.35E+11	132.00
SP18	M22	F13T	55	80	O.K	4	3.80E+07	4.67E+07	9.97E+10	1.35E+11	132.00
SP19	M22	F13T	41	80	O.K	4	2.76E+07	4.76E+07	7.42E+10	1.61E+11	132.00
SP20	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP21	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+10	1.45E+11	114.78
SP22	M22	F13T	41	92	O.K	4	2.86E+07	4.85E+07	6.79E+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	5.55E+04	1.10E+04	5.66E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP2	1.26E+05	5.55E+04	5.12E+03	5.58E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP3	1.26E+05	5.55E+04	9.54E+03	5.63E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP4	1.26E+05	6.39E+04	1.66E+04	6.60E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP5	1.26E+05	8.51E+04	2.82E+04	8.97E+04	O.K	-	-	-	-
SP6	1.26E+05	8.51E+04	2.59E+04	8.90E+04	O.K	-	-	-	-
SP7	1.26E+05	6.39E+04	1.54E+04	6.57E+04	O.K	-	-	-	-
SP8	1.26E+05	5.55E+04	7.20E+03	5.60E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP9	1.26E+05	5.55E+04	4.27E+03	5.57E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP10	1.26E+05	6.39E+04	1.13E+04	6.49E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP11	1.26E+05	8.51E+04	2.26E+04	8.81E+04	O.K	-	-	-	-
SP12	1.26E+05	8.51E+04	2.26E+04	8.81E+04	O.K	-	-	-	-
SP13	1.26E+05	6.39E+04	1.13E+04	6.49E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP14	1.26E+05	5.55E+04	4.27E+03	5.57E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP15	1.26E+05	5.55E+04	7.20E+03	5.60E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP16	1.26E+05	6.39E+04	1.54E+04	6.57E+04	O.K	-	-	-	-
SP17	1.26E+05	8.51E+04	2.58E+04	8.90E+04	O.K	-	-	-	-
SP18	1.26E+05	8.51E+04	2.81E+04	8.97E+04	O.K	-	-	-	-
SP19	1.26E+05	6.39E+04	1.65E+04	6.60E+04	O.K	25,680.00	215.0	198.9	O.K
SP20	1.26E+05	5.55E+04	9.52E+03	5.63E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP21	1.26E+05	5.55E+04	5.13E+03	5.58E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K
SP22	1.26E+05	5.55E+04	1.11E+04	5.66E+04	O.K	24,780.00	215.0	206.2	O.K

구 분	RIB 두께 (㎜)	RIB 폭 (㎜)	BOLT수 결정			RIB이음판단면적검토($㎜^2$)			하부이음판응력검토(MPa)		
			n_{req}	n_{use}	판정	A_{req}	A_{use}	판정	f_{sa}	f_s	판정
SP1	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP2	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP3	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP4	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP5	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP6	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP7	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP8	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP9	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP10	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP11	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP12	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP13	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP14	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP15	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP16	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP17	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP18	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	3120.0	O.K	215.0	108.5	O.K
SP19	14.0	150.0	3	5	O.K	1,575.0	2520.0	O.K	215.0	134.4	O.K
SP20	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP21	12.0	150.0	3	5	O.K	1,350.0	2520.0	O.K	215.0	115.2	O.K
SP22	12.0	150.0	3	5	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	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP2	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP3	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP4	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP5	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP6	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP7	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP8	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP9	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP10	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP11	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP12	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP13	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP14	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP15	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP16	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP17	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP18	2,025	2,085	12	1,042	161.25	139.22	123.75	108.28	92.81	77.34
SP19	1,809	1,869	12	934	161.25	129.42	112.16	94.91	77.65	60.40
SP20	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP21	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69
SP22	1,800	1,860	12	930	161.25	130.05	112.71	95.37	78.03	60.69

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	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP2	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP3	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP4	46	4	4	4	2	2	126,000	80,426	36,237	31,061	51,768	41,414	O.K
SP5	52	4	4	4	2	2	126,000	64,192	39,445	34,805	60,328	51,047	O.K
SP6	52	4	4	4	2	2	126,000	64,184	39,446	34,805	60,329	51,048	O.K
SP7	46	4	4	4	2	2	126,000	80,424	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP8	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP9	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP10	46	4	4	4	2	2	126,000	80,425	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP11	52	4	4	4	2	2	126,000	64,188	39,446	34,805	60,329	51,047	O.K
SP12	52	4	4	4	2	2	126,000	64,184	39,446	34,805	60,329	51,048	O.K
SP13	46	4	4	4	2	2	126,000	80,424	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP14	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP15	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP16	46	4	4	4	2	2	126,000	80,425	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP17	52	4	4	4	2	2	126,000	64,188	39,446	34,805	60,329	51,047	O.K
SP18	52	4	4	4	2	2	126,000	64,184	39,446	34,805	60,329	51,048	O.K
SP19	46	4	4	4	2	2	126,000	80,424	36,238	31,061	51,768	41,414	O.K
SP20	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP21	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	O.K
SP22	46	4	4	4	2	2	126,000	78,634	36,413	31,211	52,018	41,615	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	78,633.64	14,482.91	79,956.26	O.K	6.44E+09	1.55E+10	4.07E+08	5.42E+08
SP2	126,000.00	78,633.64	7,172.60	78,960.08	O.K	6.44E+09	1.55E+10	5.87E+08	7.54E+08
SP3	126,000.00	78,633.64	12,283.60	79,587.28	O.K	6.44E+09	1.55E+10	4.61E+08	6.73E+08
SP4	126,000.00	80,425.78	19,306.01	82,710.51	O.K	6.54E+09	1.47E+10	8.73E+07	3.06E+08
SP5	126,000.00	64,192.21	25,706.50	69,148.13	O.K	9.34E+09	9.32E+09	5.07E+08	4.67E+08
SP6	126,000.00	64,183.76	23,223.47	68,256.02	O.K	9.34E+09	9.32E+09	5.60E+08	4.91E+08
SP7	126,000.00	80,424.18	16,649.93	82,129.58	O.K	6.54E+09	7.18E+09	4.75E+07	2.06E+08
SP8	126,000.00	78,633.64	9,542.34	79,210.51	O.K	6.44E+09	1.55E+10	2.23E+08	4.83E+08
SP9	126,000.00	78,633.64	6,492.44	78,901.21	O.K	6.44E+09	1.55E+10	2.69E+08	5.15E+08
SP10	126,000.00	80,425.00	13,798.87	81,600.18	O.K	6.54E+09	1.47E+10	1.01E+08	3.17E+08
SP11	126,000.00	64,188.42	20,550.00	67,397.75	O.K	9.62E+09	9.19E+09	3.19E+08	3.65E+08
SP12	126,000.00	64,183.76	20,543.52	67,391.33	O.K	9.62E+09	9.19E+09	3.18E+08	3.65E+08
SP13	126,000.00	80,424.18	13,804.02	81,600.24	O.K	6.54E+09	1.47E+10	1.01E+08	3.17E+08
SP14	126,000.00	78,633.64	6,497.31	78,901.61	O.K	6.44E+09	1.55E+10	2.69E+08	5.15E+08
SP15	126,000.00	78,633.64	9,545.15	79,210.85	O.K	6.44E+09	1.55E+10	2.23E+08	4.83E+08
SP16	126,000.00	80,425.00	16,640.55	82,128.49	O.K	6.54E+09	7.18E+09	4.71E+07	2.06E+08
SP17	126,000.00	64,188.42	23,205.70	68,254.37	O.K	9.34E+09	9.32E+09	5.59E+08	4.90E+08
SP18	126,000.00	64,183.76	25,814.84	69,180.64	O.K	9.34E+09	9.32E+09	5.06E+08	4.66E+08
SP19	126,000.00	80,424.18	19,548.31	82,765.84	O.K	6.54E+09	1.47E+10	8.73E+07	3.07E+08
SP20	126,000.00	78,633.64	12,526.58	79,625.14	O.K	6.44E+09	1.55E+10	4.60E+08	6.71E+08
SP21	126,000.00	78,633.64	7,277.41	78,969.67	O.K	6.44E+09	1.55E+10	5.85E+08	7.52E+08
SP22	126,000.00	78,633.64	14,715.76	79,998.76	O.K	6.44E+09	1.55E+10	4.05E+08	5.40E+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	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	5.42E+01	8.56E+01	O.K
SP2	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	7.78E+01	1.21E+02	O.K
SP3	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	6.21E+01	1.01E+02	O.K
SP4	7.93E+09	2.01E+10	953.96	877.04	322.84	1,508.16	2.15E+02	1.54E+01	3.26E+01	O.K
SP5	1.34E+10	1.33E+10	1,145.69	907.31	938.98	1,114.02	2.15E+02	7.63E+01	7.33E+01	O.K
SP6	1.34E+10	1.33E+10	1,145.68	907.32	939.03	1,113.97	2.15E+02	8.26E+01	7.90E+01	O.K
SP7	7.93E+09	8.88E+09	953.96	877.04	756.04	1,074.96	2.15E+02	2.32E+01	3.02E+01	O.K
SP8	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	3.21E+01	6.01E+01	O.K
SP9	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	3.79E+01	6.77E+01	O.K
SP10	7.93E+09	2.01E+10	953.96	877.04	322.84	1,508.16	2.15E+02	1.72E+01	3.49E+01	O.K
SP11	1.38E+10	1.31E+10	1,188.08	862.92	967.37	1,083.63	2.15E+02	5.42E+01	5.00E+01	O.K
SP12	1.38E+10	1.31E+10	1,188.08	862.92	967.37	1,083.63	2.15E+02	5.42E+01	4.99E+01	O.K
SP13	7.93E+09	2.01E+10	953.96	877.04	322.84	1,508.16	2.15E+02	1.72E+01	3.49E+01	O.K
SP14	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	3.80E+01	6.78E+01	O.K
SP15	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	3.22E+01	6.02E+01	O.K
SP16	7.93E+09	8.88E+09	953.96	877.04	756.04	1,074.96	2.15E+02	2.32E+01	3.01E+01	O.K
SP17	1.34E+10	1.33E+10	1,145.68	907.32	939.03	1,113.97	2.15E+02	8.24E+01	7.89E+01	O.K
SP18	1.34E+10	1.33E+10	1,145.69	907.31	938.98	1,114.02	2.15E+02	7.61E+01	7.32E+01	O.K
SP19	7.93E+09	2.01E+10	953.96	877.04	322.84	1,508.16	2.15E+02	1.54E+01	3.26E+01	O.K
SP20	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	6.21E+01	1.01E+02	O.K
SP21	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	7.76E+01	1.21E+02	O.K
SP22	7.91E+09	2.15E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	5.40E+01	8.52E+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	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	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	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	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	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	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

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	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	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	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

• 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	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP2	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP3	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP4	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.48
SP5	2,025	1,965	12	983	161.25	137.87	121.46	105.05	88.64	72.23
SP6	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP7	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP8	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP9	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP10	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP11	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP12	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP13	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP14	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP15	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP16	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP17	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP18	2,025	1,965	12	982	161.25	137.88	121.46	105.05	88.64	72.23
SP19	1,809	1,749	12	875	161.25	127.24	108.80	90.36	71.92	53.49
SP20	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP21	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76
SP22	1,800	1,740	12	870	161.25	127.90	109.36	90.83	72.29	53.76

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	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP2	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP3	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP4	44	4	4	4	2	2	126,000	79,822	35,406	29,874	48,685	37,622	O.K
SP5	48	4	4	4	2	2	126,000	63,905	38,901	33,977	58,106	48,259	O.K
SP6	48	4	4	4	2	2	126,000	63,897	38,901	33,978	58,108	48,260	O.K
SP7	44	4	4	4	2	2	126,000	79,821	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP8	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP9	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP10	44	4	4	4	2	2	126,000	79,822	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP11	48	4	4	4	2	2	126,000	63,901	38,901	33,977	58,107	48,260	O.K
SP12	48	4	4	4	2	2	126,000	63,897	38,901	33,978	58,108	48,260	O.K
SP13	44	4	4	4	2	2	126,000	79,821	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP14	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP15	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP16	44	4	4	4	2	2	126,000	79,822	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP17	48	4	4	4	2	2	126,000	63,901	38,901	33,977	58,107	48,260	O.K
SP18	48	4	4	4	2	2	126,000	63,897	38,901	33,978	58,108	48,260	O.K
SP19	44	4	4	4	2	2	126,000	79,821	35,406	29,874	48,686	37,623	O.K
SP20	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP21	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	O.K
SP22	44	4	4	4	2	2	126,000	78,053	35,589	30,029	48,937	37,817	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	78,053.41	15,141.22	79,508.43	O.K	5.27E+09	1.37E+10	3.33E+08	4.81E+08
SP2	126,000.00	78,053.41	7,498.63	78,412.78	O.K	5.27E+09	1.37E+10	4.81E+08	6.69E+08
SP3	126,000.00	78,053.41	12,841.94	79,102.78	O.K	5.27E+09	1.37E+10	3.77E+08	5.97E+08
SP4	126,000.00	79,822.29	20,183.56	82,334.52	O.K	5.37E+09	1.30E+10	7.16E+07	2.71E+08
SP5	126,000.00	63,905.12	27,848.71	69,709.51	O.K	7.85E+09	7.83E+09	4.26E+08	3.92E+08
SP6	126,000.00	63,896.75	25,158.76	68,671.37	O.K	7.85E+09	7.83E+09	4.71E+08	4.13E+08
SP7	126,000.00	79,820.71	17,406.74	81,696.63	O.K	5.37E+09	5.96E+09	3.90E+07	1.71E+08
SP8	126,000.00	78,053.41	9,976.08	78,688.35	O.K	5.27E+09	1.37E+10	1.82E+08	4.28E+08
SP9	126,000.00	78,053.41	6,787.55	78,347.98	O.K	5.27E+09	1.37E+10	2.20E+08	4.57E+08
SP10	126,000.00	79,821.52	14,426.09	81,114.66	O.K	5.37E+09	1.30E+10	8.26E+07	2.80E+08
SP11	126,000.00	63,901.38	22,262.50	67,668.34	O.K	8.11E+09	7.71E+09	2.69E+08	3.06E+08
SP12	126,000.00	63,896.75	22,255.48	67,661.67	O.K	8.11E+09	7.71E+09	2.68E+08	3.06E+08
SP13	126,000.00	79,820.71	14,431.47	81,114.81	O.K	5.37E+09	1.30E+10	8.28E+07	2.80E+08
SP14	126,000.00	78,053.41	6,792.64	78,348.42	O.K	5.27E+09	1.37E+10	2.21E+08	4.57E+08
SP15	126,000.00	78,053.41	9,979.02	78,688.72	O.K	5.27E+09	1.37E+10	1.83E+08	4.28E+08
SP16	126,000.00	79,821.52	17,396.94	81,695.34	O.K	5.37E+09	5.96E+09	3.86E+07	1.71E+08
SP17	126,000.00	63,901.38	25,139.51	68,668.63	O.K	7.85E+09	7.83E+09	4.70E+08	4.12E+08
SP18	126,000.00	63,896.75	27,966.08	69,748.81	O.K	7.85E+09	7.83E+09	4.25E+08	3.91E+08
SP19	126,000.00	79,820.71	20,436.87	82,395.46	O.K	5.37E+09	1.30E+10	7.16E+07	2.71E+08
SP20	126,000.00	78,053.41	13,095.96	79,144.42	O.K	5.27E+09	1.37E+10	3.77E+08	5.96E+08
SP21	126,000.00	78,053.41	7,608.20	78,423.33	O.K	5.27E+09	1.37E+10	4.79E+08	6.67E+08
SP22	126,000.00	78,053.41	15,384.66	79,555.15	O.K	5.27E+09	1.37E+10	3.32E+08	4.79E+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	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	5.34E+01	8.43E+01	O.K
SP2	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	7.66E+01	1.20E+02	O.K
SP3	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	6.12E+01	9.95E+01	O.K
SP4	6.60E+09	1.81E+10	953.96	877.04	322.84	1,508.16	2.15E+02	1.52E+01	3.21E+01	O.K
SP5	9.79E+09	9.77E+09	1,145.69	907.31	938.98	1,114.02	2.15E+02	8.75E+01	8.42E+01	O.K
SP6	9.79E+09	9.77E+09	1,145.68	907.32	939.03	1,113.97	2.15E+02	9.48E+01	9.07E+01	O.K
SP7	6.60E+09	7.49E+09	953.96	877.04	756.04	1,074.96	2.15E+02	2.29E+01	2.97E+01	O.K
SP8	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	3.16E+01	5.92E+01	O.K
SP9	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	3.74E+01	6.67E+01	O.K
SP10	6.60E+09	1.81E+10	953.96	877.04	322.84	1,508.16	2.15E+02	1.69E+01	3.43E+01	O.K
SP11	1.02E+10	9.58E+09	1,188.08	862.92	967.37	1,083.63	2.15E+02	6.22E+01	5.73E+01	O.K
SP12	1.02E+10	9.58E+09	1,188.08	862.92	967.37	1,083.63	2.15E+02	6.22E+01	5.73E+01	O.K
SP13	6.60E+09	1.81E+10	953.96	877.04	322.84	1,508.16	2.15E+02	1.70E+01	3.44E+01	O.K
SP14	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	3.74E+01	6.68E+01	O.K
SP15	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	3.17E+01	5.92E+01	O.K
SP16	6.60E+09	7.49E+09	953.96	877.04	756.04	1,074.96	2.15E+02	2.28E+01	2.96E+01	O.K
SP17	9.79E+09	9.77E+09	1,145.68	907.32	939.03	1,113.97	2.15E+02	9.46E+01	9.05E+01	O.K
SP18	9.79E+09	9.77E+09	1,145.69	907.31	938.98	1,114.02	2.15E+02	8.73E+01	8.40E+01	O.K
SP19	6.60E+09	1.81E+10	953.96	877.04	322.84	1,508.16	2.15E+02	1.52E+01	3.21E+01	O.K
SP20	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	6.11E+01	9.93E+01	O.K
SP21	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	7.64E+01	1.19E+02	O.K
SP22	6.58E+09	1.94E+10	913.12	908.88	286.02	1,535.98	2.15E+02	5.32E+01	8.38E+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	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	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	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	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	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	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	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

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

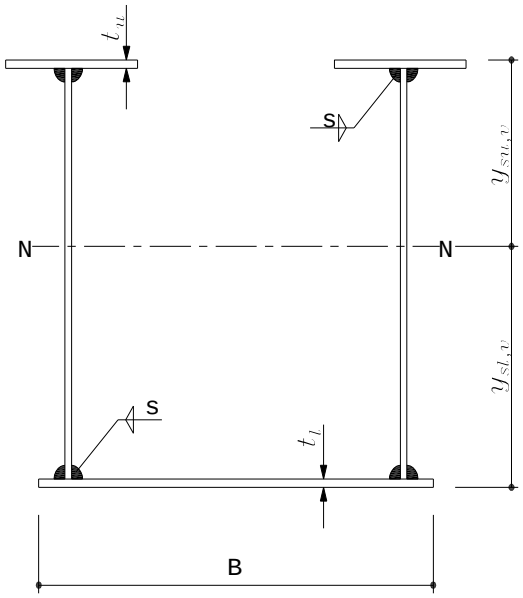
t_u : 상부 플랜지 두께 t_l : 하부 플랜지 두께 t_w : 복부판 두께 (단위 : ㎜)

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	10.0	12.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 2	10.0	12.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 3	10.0	12.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 4	10.0	12.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 5	12.0	16.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 6	12.0	16.0	12.0	6.0	12.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 7	10.0	12.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 8	10.0	16.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	
단면 - 9	10.0	16.0	12.0	6.0	10.0	6.0	O.K	6.0	12.0	6.0	O.K	

(2) 용접부의 응력 검토

용접부에 작용하는 전단응력 (용접강도로교 표준시방서 P26)

$\upsilon = (V \cdot Q) / (I_v \cdot \sum a) < \upsilon_a$



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(㎜)

$\sum a = 4EA \times s / \sqrt{(2)}$

s : 필릿 용접 치수 (㎜)

▪ 응력 검토 결과

① 상부 플랜지와 복부판

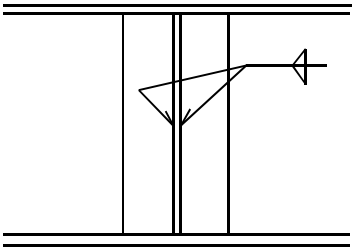
구 분	V_{max} kN	t_u mm	B mm	A mm^2	$y_{su,v}$ mm	Q mm^3	I_v mm^4	s mm	$\sum a$ mm	υ MPa	υ_a MPa	비고
단면-1	1,820.2	10	2,640.0	26,400.0	39	8.90E+05	1.48E+11	6	17	0.6	125.0	O.K
단면-2	1,394.8	10	800.0	8,000.0	300	2.36E+06	1.44E+11	6	17	1.3	125.0	O.K
단면-3	1,487.4	10	2,640.0	26,400.0	296	7.67E+06	1.44E+11	6	17	4.7	125.0	O.K
단면-4	1,713.8	10	2,640.0	26,400.0	774	2.03E+07	1.03E+11	6	17	19.8	125.0	O.K
단면-5	2,301.1	12	2,640.0	31,680.0	930	2.93E+07	1.31E+11	6	17	30.3	125.0	O.K
단면-6	2,813.9	12	2,640.0	31,680.0	1,034	3.26E+07	1.52E+11	6	17	35.5	125.0	O.K
단면-7	1,097.8	10	800.0	8,000.0	337	2.66E+06	1.58E+11	6	17	1.1	125.0	O.K
단면-8	1,816.6	10	2,640.0	26,400.0	959	2.52E+07	1.27E+11	6	17	21.3	125.0	O.K
단면-9	2,328.5	10	2,640.0	26,400.0	1,063	2.79E+07	1.47E+11	6	17	26.1	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	$\sum a$ mm	υ MPa	υ_a MPa	비고
단면-1	1,820.2	12	2,640.0	31,680.0	1,583	5.00E+07	1.48E+11	6	17	36.3	125.0	O.K
단면-2	1,394.8	12	2,640.0	31,680.0	1,522	4.80E+07	1.44E+11	6	17	27.4	125.0	O.K
단면-3	1,487.4	12	2,640.0	31,680.0	1,526	4.82E+07	1.44E+11	6	17	29.3	125.0	O.K
단면-4	1,713.8	12	2,640.0	31,680.0	1,084	3.41E+07	1.03E+11	6	17	33.4	125.0	O.K
단면-5	2,301.1	16	2,640.0	42,240.0	1,094	4.59E+07	1.31E+11	6	17	47.4	125.0	O.K
단면-6	2,813.9	16	2,640.0	42,240.0	1,194	5.01E+07	1.52E+11	6	17	54.7	125.0	O.K
단면-7	1,097.8	12	2,640.0	31,680.0	1,485	4.69E+07	1.58E+11	6	17	19.2	125.0	O.K
단면-8	1,816.6	16	2,640.0	42,240.0	1,063	4.46E+07	1.27E+11	6	17	37.7	125.0	O.K
단면-9	2,328.5	16	2,640.0	42,240.0	1,163	4.88E+07	1.47E+11	6	17	45.6	125.0	O.K

2) 지점부 보강재 용접부 검토

(1) 교 대 부



R_{max} = 1,929.050 kN

필릿용접 치수 s = 6.0 mm

사용 보강재 4 PL - 240 × 20 × 1,600

용접 목 두께 a = s / √2 = 4.24 mm

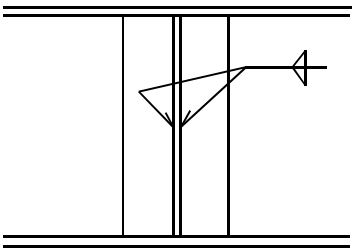
전단 응력

$\upsilon = P/(\Sigma a \cdot l)$

= 1,929.1 / 8 ea × 4.24 × 1,600

= **35.522** MPa ≤ υ_a = 125 MPa ····· **O.K !!**

(2) 교 각 부



R_{max} = 5,484.130 kN

필릿용접 치수 s = 8.0 mm

사용 보강재 4 PL - 240 × 22 × 2,200

용접 목 두께 a = s / √2 = 5.66 mm

전단 응력

$\upsilon = P/(\Sigma a \cdot l)$

= 5,484.1 / 8 ea × 5.66 × 2,200

= **55.083** MPa ≤ υ_a = 125 MPa ····· **O.K !!**

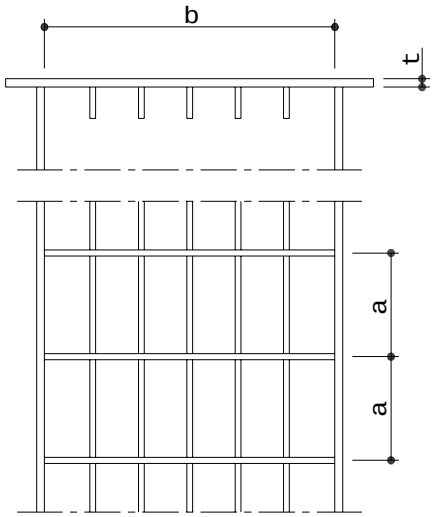
6. 보강재의 설계

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 1.834 m



종방향 보강재에 의해 구분되는 Pannel의 수	:	n =	6				
횡방향 보강재의 간격	:	a =	925	mm			
플랜지의 고정연 사이의 거리	:	b =	2,400	mm			
플랜지의 두께	:	t =	10	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/(2,400×10³ /10.92)				=	61.425	
보강판의 형상비	: $\alpha = a / b$ = 925 / 2,400				=	0.385	
한계 형상비	: $\alpha_o = \sqrt[4]{1+n r_l}$ = ⁴√(1+6×61.425)				=	4.384	
종방향 리브1개의 단면적비	: $\delta_l = A_l / b \cdot t$ = 1,800 / (2,400 × 10)				=	0.075	
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

$r^*_l = 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - (\alpha^2+1)^2 / n$

$= 4.950$

$I_{l(req)} = b \cdot t^3 \cdot r^*_l / 10.92 = 1.088E+06\ mm^4 \le I_{l(use)} = 1.350E+07\ mm^4$ ····· O.K !!

$A_{l(req)} = b \cdot t / 10 \cdot n = 400.0\ mm^2 \le A_{l(use)} = 1,800.0\ mm^4$ ····· O.K !!

▪ 종방향 보강재의 압축응력 검토 (☞ 도.설.해 3.4.2.2)

$b_{vr} / 10.5 = 14.3 \ge t_{vr} = 12.0$

$\Rightarrow f_{ca} = 215.0\ MPa \ge f_c = 81.3\ MPa$ ····· O.K !!

$b_{vr} / 16.0 = 9.4 < t_{vr} = 12.0 \le b_{vr} / 10.5 = 14.3$

$\Rightarrow f_{ca} = 24,000\ (t_{vr}/b_{vr})^2 = 153.6\ MPa \ge f_c = 81.3\ MPa$ ····· O.K !!

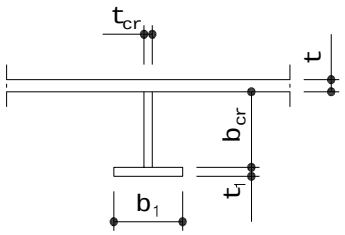
(2) 횡방향 리브의 설계 (SM400 사용)

횡방향 리브의 폭 : $b_{cr} = 300\ mm$

횡방향 리브의 두께 : $t_{cr} = 10\ mm$

횡방향 리브 보강재 폭 : $b_1 = 100\ mm$

횡방향 리브 보강재 두께 : $t_1 = 10\ mm$



리브의 필요단면2차 모멘트

$I_{t(req)} = b \cdot t^3 / 10.92 \cdot \{(1 + n \cdot r^*_l)/4\alpha^3\} = 2.946E+07\ mm^4$

사용 리브의 단면2차 모멘트

$I_{t(use)} = t_{cr} \cdot b_{cr}^3/3 + b_1 \cdot t_1^3/12 + A_1 \cdot y^2$

$= 10 \times 300^3 / 3 + 100 \times 10^3 / 12 + 1,000 \times 305^2 = 1.830E+08\ mm^4 \ge I_{t(req)}$ ····· O.K !!

6.1.2 WEB 보강재

(1) 수직 보강재의 설계 (SM400 사용)

수평 보강재 사용 단수 : n = 1

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 81.3 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 48.9 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 = 925.0 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 = 925.0 / 1,600.0 = 0.578 ≤ 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 ⇒ 0.089 ≤ 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 × 23.936 / 10.92 = 6.060E+06 mm^4

- 수직 보강재의 소요강비

$r = 8.0[b/a]^2$ = 8.0 × (1,600.0 / 925.0)² = 23.936

- 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 ≥ $I_{(req)}$ = 6.060E+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 = 925.0 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 × 17.344 / 10.92 = 4.391E+06 mm⁴

- 수평 보강재의 소요강비

$r = 30.0[a/b]$ = 30.0 × (925.0 / 1,600.0) = 17.344

- 사용 강도

$I_{(use)}$ = ⅓ × 12.0 × 150.0³ × 1ea = 1.350E+07 mm⁴

$I_{(use)}$ = 1.350E+07 mm⁴ ≥ $I_{(req)}$ = 4.391E+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	1,000	2,400	10	150	9	12	O.K	400	1,800	O.K	1.000	17.391	2
단면-3	6	1,250	2,400	10	150	9	12	O.K	400	1,800	O.K	1.000	17.391	4
단면-4	6	1,250	2,400	12	150	9	14	O.K	480	2,100	O.K	1.000	17.391	12
단면-5	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	11
단면-6	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	28
단면-8	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	20
단면-9	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	19

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	61.425	0.417	4.384	0.075	5.812	1.28E+06	1.35E+07	O.K	67.4	153.6	O.K	2
단면-3	61.425	0.521	4.384	0.075	9.171	2.02E+06	1.35E+07	O.K	130.2	153.6	O.K	4
단면-4	41.471	0.521	3.976	0.073	9.089	3.45E+06	1.58E+07	O.K	96.0	209.1	O.K	12
단면-5	17.496	0.521	3.208	0.055	8.377	7.54E+06	1.58E+07	O.K	134.5	209.1	O.K	11
단면-6	17.496	0.521	3.208	0.055	8.374	7.54E+06	1.58E+07	O.K	188.9	209.1	O.K	28
단면-8	17.496	0.521	3.208	0.055	8.377	7.54E+06	1.58E+07	O.K	83.6	209.1	O.K	20
단면-9	17.496	0.521	3.208	0.055	8.374	7.54E+06	1.58E+07	O.K	133.2	209.1	O.K	19

[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	1,000	2,400	10	150	9	12	O.K	400	1,800	O.K	1.000	17.391	39
단면-3	6	1,250	2,400	10	150	9	12	O.K	400	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	49
단면-5	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	48
단면-6	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	47
단면-8	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	55
단면-9	6	1,250	2,400	16	150	9	14	O.K	640	2,100	O.K	1.000	17.391	56

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	61.425	0.417	4.384	0.075	5.812	1.28E+06	1.35E+07	O.K	67.8	153.6	O.K	39
단면-3	61.425	0.521	4.384	0.075	9.171	2.02E+06	1.35E+07	O.K	130.6	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	96.2	209.1	O.K	49
단면-5	17.496	0.521	3.208	0.055	8.377	7.54E+06	1.58E+07	O.K	134.5	209.1	O.K	48
단면-6	17.496	0.521	3.208	0.055	8.372	7.54E+06	1.58E+07	O.K	190.7	209.1	O.K	47
단면-8	17.496	0.521	3.208	0.055	8.377	7.54E+06	1.58E+07	O.K	110.4	209.1	O.K	55
단면-9	17.496	0.521	3.208	0.055	8.372	7.54E+06	1.58E+07	O.K	138.4	209.1	O.K	56

횡방향 리브의 설계

[G - 1]

구분	n	b	t	α	r^*_1	b_{cr}	t_{cr}	b_1	t_1	강 성(I_t)			절점
										필 요	사 용	판 정	
단면-1	6	2,400	10	0.417	5.812	300	10	100	10	2.72E+07	1.83E+08	O.K	2
단면-3	6	2,400	10	0.521	9.171	300	10	100	10	2.18E+07	1.83E+08	O.K	4
단면-4	6	2,400	12	0.521	9.089	300	10	100	10	3.73E+07	1.83E+08	O.K	12
단면-5	6	2,400	16	0.521	8.377	300	10	100	10	8.17E+07	1.83E+08	O.K	11
단면-6	6	2,400	16	0.521	8.374	350	12	200	16	8.17E+07	5.82E+08	O.K	28
단면-8	6	2,400	16	0.521	8.377	300	10	100	10	8.17E+07	1.83E+08	O.K	20
단면-9	6	2,400	16	0.521	8.374	350	12	200	16	8.17E+07	5.82E+08	O.K	19

[G - 2]

구분	n	b	t	α	r^*_1	b_{cr}	t_{cr}	b_1	t_1	강 성(I_t)			절점
										필 요	사 용	판 정	
단면-1	6	2,400	10	0.417	5.812	300	10	100	10	2.72E+07	1.83E+08	O.K	39
단면-3	6	2,400	10	0.521	9.171	300	10	100	10	2.18E+07	1.83E+08	O.K	41
단면-4	6	2,400	12	0.521	9.089	300	10	100	10	3.73E+07	1.83E+08	O.K	49
단면-5	6	2,400	16	0.521	8.377	300	10	100	10	8.17E+07	1.83E+08	O.K	48
단면-6	6	2,400	16	0.521	8.372	350	12	200	16	8.17E+07	5.82E+08	O.K	47
단면-8	6	2,400	16	0.521	8.377	350	12	200	16	8.17E+07	5.82E+08	O.K	55
단면-9	6	2,400	16	0.521	8.372	350	12	200	16	8.17E+07	5.82E+08	O.K	56

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	67.4	49.7	1,000	1,600	12	103.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	2
단면-2	1	131.8	11.2	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	4
단면-3	1	130.2	13.7	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	4
단면-4	1	96.0	36.8	1,250	1,816	12	110.5	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	12
단면-5	1	134.5	44.3	1,250	1,944	12	114.8	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	11
단면-6	1	188.9	48.4	1,250	2,200	12	123.3	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	28
단면-7	1	59.8	23.8	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	24
단면-8	1	83.6	38.6	1,250	1,944	12	114.8	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	20
단면-9	1	133.2	42.8	1,250	2,200	12	123.3	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	19

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	0.625	O.K	1.000	0.101	O.K	20.481	5.186E+06	1.350E+07	O.K	2
단면-2	1.500	0.694	O.K	1.000	0.107	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	4
단면-3	1.500	0.694	O.K	1.000	0.109	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	4
단면-4	1.500	0.688	O.K	1.000	0.154	O.K	16.885	4.852E+06	4.267E+07	O.K	12
단면-5	1.500	0.643	O.K	1.000	0.297	O.K	19.347	5.951E+06	4.267E+07	O.K	11
단면-6	1.500	0.568	O.K	1.000	0.668	O.K	24.792	8.631E+06	4.267E+07	O.K	28
단면-7	1.500	0.694	O.K	1.000	0.062	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	24
단면-8	1.500	0.643	O.K	1.000	0.175	O.K	19.347	5.951E+06	1.350E+07	O.K	20
단면-9	1.500	0.568	O.K	1.000	0.395	O.K	24.792	8.631E+06	4.267E+07	O.K	19

[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	67.8	52.8	1,000	1,600	12	103.3	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	39
단면-2	1	131.8	11.8	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	41
단면-3	1	130.6	15.3	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	41
단면-4	1	96.2	37.5	1,250	1,816	12	110.5	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	49
단면-5	1	134.5	46.3	1,250	1,944	12	114.8	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	48
단면-6	1	190.7	58.9	1,250	2,200	12	123.3	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	47
단면-7	1	60.7	24.9	1,250	1,800	12	110.0	150	O.K	11.5	12	O.K	0	0	61
단면-8	1	110.4	45.6	1,250	2,056	12	118.5	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	55
단면-9	1	138.4	47.0	1,250	2,200	12	123.3	200	O.K	15.4	16	O.K	0	0	56

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	0.625	O.K	1.000	0.112	O.K	20.482	5.186E+06	1.350E+07	O.K	39
단면-2	1.500	0.694	O.K	1.000	0.108	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	41
단면-3	1.500	0.694	O.K	1.000	0.113	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	41
단면-4	1.500	0.688	O.K	1.000	0.158	O.K	16.885	4.852E+06	4.267E+07	O.K	49
단면-5	1.500	0.643	O.K	1.000	0.313	O.K	19.347	5.951E+06	4.267E+07	O.K	48
단면-6	1.500	0.568	O.K	1.000	0.782	O.K	24.795	8.632E+06	4.267E+07	O.K	47
단면-7	1.500	0.694	O.K	1.000	0.066	O.K	16.589	4.725E+06	1.350E+07	O.K	61
단면-8	1.500	0.608	O.K	1.000	0.298	O.K	21.641	7.041E+06	4.267E+07	O.K	55
단면-9	1.500	0.568	O.K	1.000	0.448	O.K	24.795	8.632E+06	4.267E+07	O.K	56

수평보강재의 설계

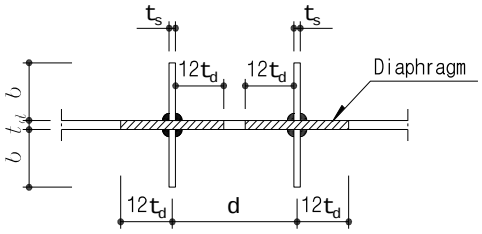
[G - 1]

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	1,000	1,600	12	1	150	9.4	12	O.K	18.750	4.747E+06	1.350E+07	O.K	2
단면-2	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	4
단면-3	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	4
단면-4	1,250	1,836	12	1	150	9.4	12	O.K	20.425	5.934E+06	1.350E+07	O.K	12
단면-5	1,250	1,996	12	1	150	9.4	12	O.K	18.788	5.934E+06	1.350E+07	O.K	11
단면-6	1,250	2,200	12	1	150	9.4	12	O.K	17.042	5.933E+06	1.350E+07	O.K	28
단면-7	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	24
단면-8	1,250	1,996	12	1	150	9.4	12	O.K	18.789	5.934E+06	1.350E+07	O.K	20
단면-9	1,250	2,200	12	1	150	9.4	12	O.K	17.042	5.933E+06	1.350E+07	O.K	19

[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	1,000	1,600	12	1	150	9.4	12	O.K	18.750	4.747E+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	1,836	12	1	150	9.4	12	O.K	20.425	5.934E+06	1.350E+07	O.K	49
단면-5	1,250	1,996	12	1	150	9.4	12	O.K	18.788	5.934E+06	1.350E+07	O.K	48
단면-6	1,250	2,200	12	1	150	9.4	12	O.K	17.040	5.932E+06	1.350E+07	O.K	47
단면-7	1,250	1,800	12	1	150	9.4	12	O.K	20.833	5.934E+06	1.350E+07	O.K	61
단면-8	1,250	1,996	12	1	150	9.4	12	O.K	18.789	5.934E+06	1.350E+07	O.K	55
단면-9	1,250	2,200	12	1	150	9.4	12	O.K	17.040	5.932E+06	1.350E+07	O.K	56

6.2 지점부 보강재 (교각부)



사용 강종 : (SM520B 사용)

최대 지점반력 : R_{max} = 4,668.0 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	2,200.0	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

$l_e = l / 2$ = 2,200.0 / 2 = 1,100.0 mm

허용 축방향 압축응력

l_e / r = 9.550 ≤ 15.1 (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒f_{cag} = 215.0 MPa : 국부좌굴 미 고려시

15.1 ≥ l_e / r = 9.550 ≤ 75.5

⇒f_{cag} = 215.0 - 1.6 (l_e / r - 15.1) = 223.6 MPa : 국부좌굴 미 고려시

75.5 ≥ l_e / r = 9.550

⇒f_{cag} = 1.20E+06 / { 4,400.0 + (l_e / r)²} = 267.188 : 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)

$f_c = R_{max} / A_e$ = 4,668.0 / 32,640.0 = 143.0 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						
A1	240.0	1,600.0	15.0	20.0	O.K	16.0	200.0	2	90.1 °	0.1 °	584.0
P1	240.0	2,200.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
P2	240.0	2,200.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
P3	240.0	2,200.0	15.0	20.0	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	89.9 °	0.1 °	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						
A1	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
P1	19,200.0	40,624.0	32,640.0	32,640.0	4.330E+08	115.2	1,100.0	215.0	166.7	215.0
P2	19,200.0	40,624.0	32,640.0	32,640.0	4.330E+08	115.2	1,100.0	215.0	166.7	215.0
P3	19,200.0	40,624.0	32,640.0	32,640.0	4.330E+08	115.2	1,100.0	215.0	166.7	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
A1	1	1,906.7	66.8	166.7	O.K
P1	10	4,668.0	143.0	166.7	O.K
P2	19	3,947.5	120.9	166.7	O.K
P3	28	4,690.2	143.7	166.7	O.K
A2	37	1,929.1	67.6	166.7	O.K

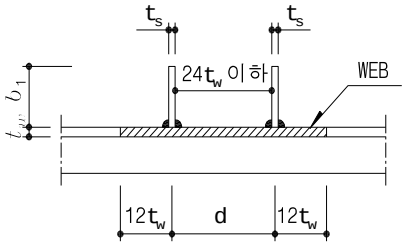
[G - 2] (SM520B 사용)

지점	b (mm)	l (mm)	t_s (mm)			t_d (mm)	d (m)	n (ea)	α	Θ	B_e (mm)
			필요	사용	판정						
A1	240.0	1,600.0	15.0	20.0	O.K	16.0	200.0	2	90.1 °	0.1 °	584.0
P1	240.0	2,200.0	15.0	22.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
P2	240.0	2,200.0	15.0	20.0	O.K	26.0	200.0	2	90.0 °	0.0 °	824.0
P3	240.0	2,200.0	15.0	22.0	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	89.9 °	0.1 °	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						
A1	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
P1	21,120.0	42,544.0	35,904.0	35,904.0	4.762E+08	115.2	1,100.0	215.0	201.7	215.0
P2	19,200.0	40,624.0	32,640.0	32,640.0	4.330E+08	115.2	1,100.0	215.0	166.7	215.0
P3	21,120.0	42,544.0	35,904.0	35,904.0	4.762E+08	115.2	1,100.0	215.0	201.7	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
A1	38	1,889.0	66.2	166.7	O.K
P1	47	5,484.1	152.7	201.7	O.K
P2	56	4,649.5	142.4	166.7	O.K
P3	65	5,456.9	152.0	201.7	O.K
A2	74	1,866.6	65.4	166.7	O.K

6.3 JACK UP용 보강재 (교각부)



사용 강종 : (SM520B 사용) (절점 76 사용)

최대 지점반력 : R_d = 3,006.5 kN R_l = 1,635.9 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	900.0	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 : $P = (3,006.5 + 1.5\times1,635.9)/4$ = 1,365.1 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

$l_e = l / 2$ = 900.0 / 2 = 450.0 mm

허용 축방향 압축응력(25% 할증 적용)

l_e / r = 8.103 ≤ 15.1 (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒f_{cag} = 268.8 MPa : 국부좌굴 미 고려시

15.1 ≥ l_e / r = 8.103 ≤ 75.5 (☞ 도.설 3.3.2.1)

⇒$f_{cag} = 215.0 - 1.6\ (\ l_e / r - 15.1\ )$ = 282.3 MPa : 국부좌굴 미 고려시

75.5 ≥ l_e / r = 8.103

⇒$f_{cag} = 1.20E+06 / \{\ 4,400.0 + (\ l_e / r\ )^2\}$ = 335.896 : 국부좌굴 미 고려시

$b / 10.5$ = 14.3 ≤ t_s = 20.0

⇒f_{cal} = 268.8 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

$b / 16.0$ = 9.4 < t_s = 20.0 > $b / 10.5$ = 14.3

⇒$f_{cal} = 24,000\ (t_s/b)^2$ = 533.3 MPa : 자유 돌출판 국부좌굴 고려시

⇒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)

$f_c = R_{max} / A_e$ = 1,365.1 / 10,200.0 = 133.8 MPa ≤ 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					
A1	150.0	0.0	900.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0
P1	150.0	0.0	900.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	4	488.0
P2	150.0	0.0	1,100.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	4	488.0
P3	150.0	0.0	1,100.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	4	488.0
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							
A1	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	450.0	268.8	268.8	268.8
P1	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	450.0	268.8	268.8	268.8
P2	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	550.0	268.8	268.8	268.8
P3	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	550.0	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
A1	1	1,090.5	799.2	1,144.7	112.2	268.8	O.K
P1	10	3,006.5	1,635.9	1,365.1	133.8	268.8	O.K
P2	19	2,370.3	1,551.6	1,174.4	115.1	268.8	O.K
P3	28	3,025.5	1,639.6	1,371.2	134.4	268.8	O.K
A2	37	1,107.7	804.5	1,157.2	113.5	268.8	O.K

[G - 2] (SM520B 사용)

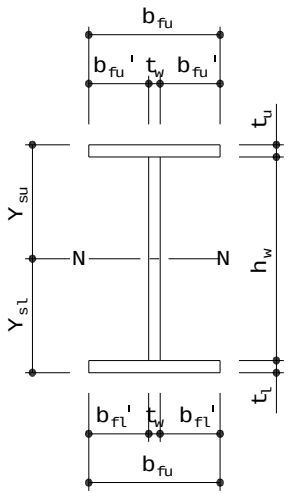
지점	폭(mm)		l (mm)	t_s (mm)					t_w (mm)	d (m)	n (ea)	J_n (ea)	B_e (mm)
	b_1	b_2		필요		t_{s1}	t_{s2}	판정					
A1	150.0	0.0	900.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	2	488.0
P1	150.0	0.0	900.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	4	488.0
P2	150.0	0.0	1,100.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	4	488.0
P3	150.0	0.0	1,100.0	9.4	0.0	20.0	0.0	O.K	12	200.0	2	4	488.0
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							
A1	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	450.0	268.8	268.8	268.8
P1	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	450.0	268.8	268.8	268.8
P2	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	550.0	268.8	268.8	268.8
P3	6,000.0	11,856	10,200	10,200	54.6	3.145E+07	55.5	550.0	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
A1	38	1,158.7	714.9	1,115.5	109.4	268.8	O.K
P1	47	3,831.4	1,593.1	1,555.3	152.5	268.8	O.K
P2	56	3,086.2	1,503.6	1,335.4	130.9	268.8	O.K
P3	65	3,809.1	1,587.6	1,547.6	151.7	268.8	O.K
A2	74	1,138.9	712.0	1,103.5	108.2	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 = 2,200.0 mm

가로보간격(후) : B_r = 4,347.2 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	1.4732	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

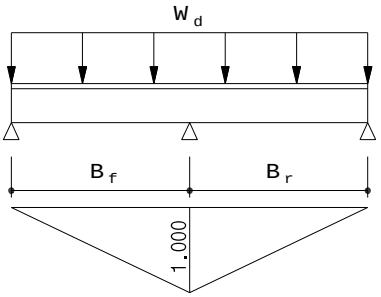
$y_{sl} = h_w / 2 + t_{fl} + \delta_y$ = 1,000.0/2+12.00-0.0 = 512.000 mm

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 × 1.4732	=	2.220	kN/m
영향선 면적	:	(0.000 + 4.347)×1.00/2		=	2.174	m^2
고 정 하 중	:	W_d =	7.175×2.174			
			+ 2.220×1.000	=	17.816	kN/m

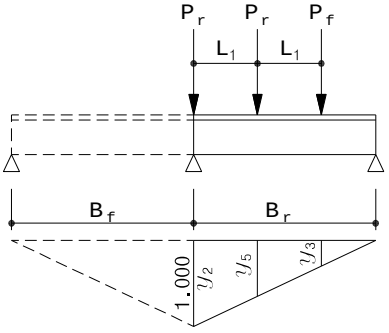


② 활 하 중

⇒ 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 =	147.2	mm	⇒	y_3 =	0.034	
				∑y =	1.034	



∴ P_{sl} = 24.000×0.034 + 96.000×(1.000+0.000)

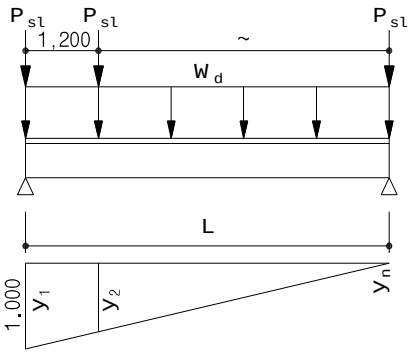
= 96.812 kN

충격 계수

i = 15 / (40 + 4.347) = 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

$V_d = W_d \times A$ = 17.816 × 1.100 = 19.597 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	

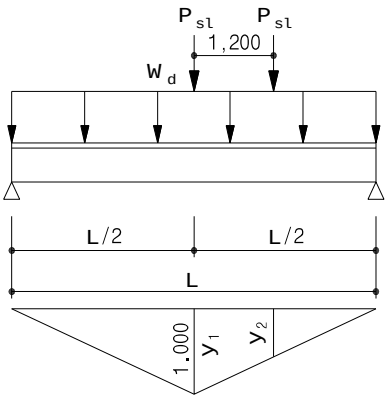
- 활하중에 의한 전단력(충격계수 포함)

$V_{Li} = P_{sl} \times (1+i) \times \sum y$ = 96.812 × (1 + 0.300) × 1.455 = 183.064 kN

∴ $V_t = V_d + V_{Li}$ = 19.597 + 183.064 = 202.661 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

$M_d = W_d \times A \times L/4$

= 17.816 × 1.100 × 2.200 / 4 = 10.779 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)

$M_{Li} = P_{sl} \times (1+i) \times \sum y \times L/4$ = 96.812×(1+0.300)×1.000×2.200/4 = 69.221 kN·m

∴ $M_t = M_d + M_{Li}$ = 10.779 + 69.221 = 80.000 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	-31.443	-29.026	-22.279	-319.772	-1.589	-404.109
전 단 력	kN	-34.818	-22.984	65.402	-307.063	-1.381	-300.843

Frame 해석결과 : V_{max} = 300.843 kN , M_{max} = 404.109 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} = 300.843 kN , M_{max} = 404.109 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)	⇒	2,200.0	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} = 2,200.0 / 300.0 = 7.3

⇒② f_{ca} = 140.0 MPa

9.3/K = 4.3 < L / b_{fu} = 2,200.0 / 300.0 = 7.3 ≤ 30.0

⇒② f_{ca} = 140.0 − 1.24 (K·L/b_{fu} − 9.3) = 140.0−1.24×(2.160×2,200.0/300.0−9.3) = 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)	⇒	2,200.0	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} = 2,200.0 / 300.0 = 7.3

⇒② f_{ca} = 140.0 MPa

9.3/K = 4.3 < L / b_{fl} = 2,200.0 / 300.0 = 7.3 ≤ 30.0

⇒② f_{ca} = 140.0 − 1.24 (K·L/b_{fl} − 9.3) = 140.0−1.24×(2.160×2,200.0/300.0−9.3) = 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

$\upsilon = V_u / A_w$ = 300,842.8 / (1,000.0 × 12.0)

υ = 25.070 MPa ≤ υ_a = 80.0 MPa ····· O.K !!

$f_u = M_u \cdot y_{su} / I_{33}$ = 404,109,232.0 × 512.0 / 2,843,545,600.0

f_u = 72.763 MPa ≤ f_{ca} = 131.9 MPa (상부 플랜지 압축인 경우) ····· O.K !!

f_u = 72.763 MPa ≤ f_{ta} = 140.0 MPa (상부 플랜지 인장인 경우) ····· O.K !!

$f_l = M_u \cdot y_{sl} / I_{33}$ = 404,109,232.0 × 512.0 / 2,843,545,600.0

f_l = 72.763 MPa ≤ f_{ta} = 140.0 MPa (하부 플랜지 인장인 경우) ····· O.K !!

f_l = 72.763 MPa ≤ f_{ca} = 131.9 MPa (하부 플랜지 압축인 경우) ····· O.K !!

▪ 합성응력 검토

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 \le 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상부 플랜지 인장, 하부 플랜지 압축]

$$\left(\frac{72.763}{131.888}\right)^2 + \left(\frac{25.070}{80.000}\right)^2 = 0.304 + 0.098 = 0.403 \le 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[상부 플랜지 압축, 하부 플랜지 인장]

$$\left(\frac{72.763}{131.888}\right)^2 + \left(\frac{25.070}{80.000}\right)^2 = 0.304 + 0.098 = 0.403 \le 1.2 \quad \cdots\cdots \text{O.K !!}$$

[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 = 72.763 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 25.070 MPa

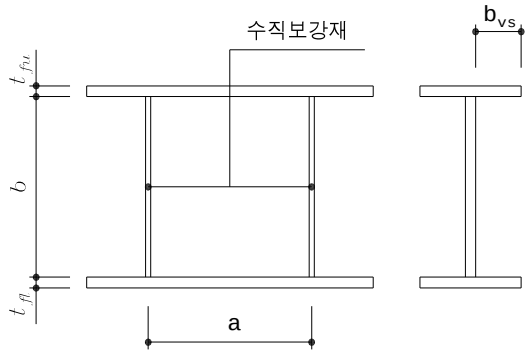
사용 수직 보강재의 폭 : b_{vs} = 120.0 mm

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 ⇒ 0.025 ≤ 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	1.47322	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	1,200.0	12.0	12.0	12.0	4.372E+09	612.0	612.0
1CR10	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR11	300.0	144.0	300.0	144.0	1,200.0	12.0	12.0	12.0	4.372E+09	612.0	612.0
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	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR17	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
1CR18	300.0	144.0	300.0	144.0	1,200.0	12.0	12.0	12.0	4.372E+09	612.0	612.0
1CR19	300.0	144.0	300.0	144.0	1,300.0	12.0	12.0	12.0	5.296E+09	662.0	662.0
1CR20	300.0	144.0	300.0	144.0	1,200.0	12.0	12.0	12.0	4.372E+09	612.0	612.0
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	1,200.0	12.0	12.0	12.0	4.372E+09	612.0	612.0
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	1,200.0	12.0	12.0	12.0	4.372E+09	612.0	612.0
1CR30	300.0	144.0	300.0	144.0	1,100.0	12.0	12.0	12.0	3.557E+09	562.0	562.0
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	4,347.2	2,200.0	
1CR02	240.0	50.0	4,347.2	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	4,345.6	2,200.0	
1CR37	240.0	50.0	4,345.6	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 = 8.0	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 = 8.7	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 = 8.0	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 = 7.3	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 = 7.3	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 = 8.0	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 = 8.7	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 = 8.0	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 = 8.0	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 = 8.0	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 = 7.3	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	147.2	0.000	0.000	1.000	0.000	0.034	
1CR02	147.2	0.0	0.0	0.0	800.0	0.034	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	145.6	0.160	0.000	1.000	0.000	0.034	
1CR37	145.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.034	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	2.220	2.174	17.816	24.000	96.000	0.300	96.812
1CR02	6.000	1.175	2.359	4.674	35.892	24.000	96.000	0.300	112.172
1CR03	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR04	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR05	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR06	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR07	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR08	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR09	6.000	1.175	2.498	5.000	38.373	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR10	6.000	1.175	2.637	5.000	38.512	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR11	6.000	1.175	2.498	5.000	38.373	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR12	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR13	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR14	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR15	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR16	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR17	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR18	6.000	1.175	2.498	5.000	38.373	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR19	6.000	1.175	2.637	5.000	38.512	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR20	6.000	1.175	2.498	5.000	38.373	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR21	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR22	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR23	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR24	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR25	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR26	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR27	6.000	1.175	2.498	5.000	38.373	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR28	6.000	1.175	2.637	5.000	38.512	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR29	6.000	1.175	2.498	5.000	38.373	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR30	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR31	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR32	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR33	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR34	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR35	6.000	1.175	2.359	5.000	38.234	24.000	96.000	0.300	115.200
1CR36	6.000	1.175	2.359	4.673	35.887	24.000	96.000	0.300	103.057
1CR37	6.000	1.175	2.220	2.173	17.810	24.000	96.000	0.300	96.804

▪ 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	19.597	183.064	202.661	
1CR02	2.0	1.100	1.455	39.481	212.108	251.589	
1CR03	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR04	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR05	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR06	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR07	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR08	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR09	2.0	1.100	1.455	42.210	217.834	260.044	
1CR10	2.0	1.100	1.455	42.363	217.832	260.195	
1CR11	2.0	1.100	1.455	42.210	217.833	260.043	
1CR12	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR13	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR14	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR15	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR16	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR17	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR18	2.0	1.100	1.455	42.210	217.834	260.044	
1CR19	2.0	1.100	1.455	42.363	217.832	260.195	
1CR20	2.0	1.100	1.455	42.210	217.833	260.043	
1CR21	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR22	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR23	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR24	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR25	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR26	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR27	2.0	1.100	1.455	42.210	217.834	260.044	
1CR28	2.0	1.100	1.455	42.363	217.832	260.195	
1CR29	2.0	1.100	1.455	42.210	217.833	260.043	
1CR30	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR31	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR32	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR33	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR34	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR35	2.0	1.100	1.455	42.058	217.833	259.890	
1CR36	2.0	1.100	1.455	39.475	194.872	234.347	
1CR37	2.0	1.100	1.455	19.591	183.048	202.640	

▪ 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_{Li}	M_t	비 고
1CR01	1.0	1.100	1.000	10.779	69.221	80.000	
1CR02	1.0	1.100	1.000	21.715	80.203	101.918	
1CR03	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR04	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR05	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR06	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR07	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR08	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR09	1.0	1.100	1.000	23.216	82.368	105.584	
1CR10	1.0	1.100	1.000	23.300	82.368	105.667	
1CR11	1.0	1.100	1.000	23.216	82.368	105.584	
1CR12	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR13	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR14	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR15	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR16	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR17	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR18	1.0	1.100	1.000	23.216	82.368	105.584	
1CR19	1.0	1.100	1.000	23.300	82.368	105.667	
1CR20	1.0	1.100	1.000	23.216	82.368	105.584	
1CR21	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR22	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR23	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR24	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR25	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR26	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR27	1.0	1.100	1.000	23.216	82.368	105.584	
1CR28	1.0	1.100	1.000	23.300	82.368	105.667	
1CR29	1.0	1.100	1.000	23.216	82.368	105.584	
1CR30	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR31	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR32	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR33	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR34	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR35	1.0	1.100	1.000	23.132	82.368	105.500	
1CR36	1.0	1.100	1.000	21.711	73.686	95.397	
1CR37	1.0	1.100	1.000	10.775	69.215	79.991	

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	-34.818	-22.984	65.402	-307.063	-1.381	300.843	73
1CR02	kN	-9.550	-5.650	13.016	-88.873	-0.274	91.331	74
1CR03	kN	0.363	0.539	-8.982	-146.683	-0.104	154.868	75
1CR04	kN	-0.876	-0.682	-11.238	-145.257	-0.082	158.135	76
1CR05	kN	-2.270	-1.836	-10.639	-140.810	-0.030	155.586	77
1CR06	kN	-1.415	-1.018	-9.726	-138.383	-0.086	150.628	78
1CR07	kN	-2.207	-1.336	-5.568	-132.984	-0.496	142.591	79
1CR08	kN	3.266	1.789	9.377	118.086	0.989	133.507	80
1CR09	kN	6.898	14.369	59.466	141.352	3.514	225.598	81
1CR10	kN	10.133	33.654	128.002	280.204	7.214	459.206	82
1CR11	kN	5.722	13.005	58.990	141.875	3.590	223.183	83
1CR12	kN	3.359	1.869	9.243	119.072	0.976	134.519	84
1CR13	kN	-2.081	-1.100	-5.001	-131.566	-0.451	140.199	85
1CR14	kN	-1.428	-1.068	-9.706	-138.154	-0.037	150.393	86
1CR15	kN	-1.577	-1.257	-9.877	-138.352	-0.079	151.141	87
1CR16	kN	-2.048	-1.165	-5.939	-133.574	-0.497	143.224	88
1CR17	kN	3.046	1.446	7.614	118.387	1.017	131.510	89
1CR18	kN	4.047	10.378	53.091	134.783	3.621	205.919	90
1CR19	kN	5.701	26.995	116.249	263.128	7.260	419.333	91
1CR20	kN	3.840	10.120	53.055	134.423	3.559	204.997	92
1CR21	kN	2.956	1.324	7.539	118.599	0.984	131.403	93
1CR22	kN	-2.094	-1.225	-5.961	-133.588	-0.462	143.328	94
1CR23	kN	-1.597	-1.280	-9.857	-138.438	-0.053	151.226	95
1CR24	kN	-1.378	-1.006	-9.711	-138.156	-0.064	150.315	96
1CR25	kN	-2.041	-1.046	-5.030	-131.524	-0.495	140.136	97
1CR26	kN	3.165	1.620	8.852	119.001	1.036	133.674	98
1CR27	kN	4.281	11.151	57.519	141.332	3.744	218.026	99
1CR28	kN	6.824	29.393	125.210	278.305	7.505	447.238	100
1CR29	kN	5.799	12.955	58.379	140.266	3.633	221.032	101
1CR30	kN	2.850	1.254	9.020	118.361	1.009	132.493	102
1CR31	kN	-2.338	-1.510	-5.775	-133.111	-0.498	143.231	103
1CR32	kN	-1.407	-1.012	-9.740	-138.438	-0.077	150.673	104
1CR33	kN	-2.203	-1.731	-10.486	-140.712	-0.036	155.169	105
1CR34	kN	-0.430	-0.054	-10.870	-145.075	-0.091	156.520	106
1CR35	kN	0.925	1.374	-8.353	-146.331	-0.117	152.503	107
1CR36	kN	-10.267	-6.457	12.540	-89.688	-0.364	94.235	108
1CR37	kN	-39.428	-29.125	59.514	-311.644	-1.719	322.402	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	-31.443	-29.026	-22.279	-319.772	-1.589	404.109	73
1CR02	kN·m	-2.580	-11.329	-110.597	-79.018	-0.354	203.878	74
1CR03	kN·m	1.577	-7.223	-120.540	-157.996	-0.091	284.273	75
1CR04	kN·m	2.753	-6.210	-121.046	-156.213	-0.060	280.776	76
1CR05	kN·m	4.904	-8.209	-146.485	-129.853	-0.018	279.662	77
1CR06	kN·m	3.151	-6.061	-123.816	-148.701	-0.071	275.498	78
1CR07	kN·m	3.982	-5.655	-126.856	-145.028	-0.295	273.853	79
1CR08	kN·m	3.599	-7.913	-140.111	-129.208	-1.085	274.718	80
1CR09	kN·m	0.683	-22.960	-219.387	-107.482	-3.889	353.036	81
1CR10	kN·m	-1.714	-45.806	-323.895	-226.723	-7.966	606.104	82
1CR11	kN·m	2.033	-21.380	-218.724	-112.284	-3.984	354.338	83
1CR12	kN·m	3.574	-7.884	-139.749	-131.173	-1.090	276.322	84
1CR13	kN·m	3.931	-5.763	-127.150	-144.652	-0.260	273.893	85
1CR14	kN·m	3.229	-5.850	-123.337	-150.848	-0.027	276.832	86
1CR15	kN·m	3.405	-5.623	-123.108	-150.896	-0.070	276.292	87
1CR16	kN·m	3.949	-5.615	-126.017	-146.203	-0.308	274.194	88
1CR17	kN·m	4.062	-7.224	-137.748	-128.294	-1.129	270.333	89
1CR18	kN·m	4.262	-17.952	-211.690	-102.726	-4.007	332.114	90
1CR19	kN·m	4.018	-37.321	-309.996	-211.903	-8.006	563.207	91
1CR20	kN·m	4.471	-17.703	-211.748	-103.312	-3.950	332.242	92
1CR21	kN·m	4.144	-7.116	-137.663	-128.583	-1.082	270.300	93
1CR22	kN·m	3.995	-5.557	-125.975	-146.362	-0.270	274.170	94
1CR23	kN·m	3.436	-5.592	-123.143	-150.939	-0.037	276.276	95
1CR24	kN·m	3.183	-5.911	-123.339	-150.906	-0.054	277.026	96
1CR25	kN·m	3.884	-5.823	-127.070	-144.646	-0.290	273.945	97
1CR26	kN·m	3.780	-7.617	-139.274	-131.058	-1.141	275.311	98
1CR27	kN·m	3.611	-19.350	-217.056	-110.984	-4.125	347.904	99
1CR28	kN·m	1.914	-41.138	-320.785	-224.628	-8.236	592.873	100
1CR29	kN·m	1.935	-21.348	-218.043	-107.555	-3.990	349.001	101
1CR30	kN·m	4.100	-7.267	-139.612	-129.477	-1.093	273.349	102
1CR31	kN·m	4.149	-5.424	-126.472	-145.290	-0.297	273.333	103
1CR32	kN·m	3.139	-6.052	-123.596	-148.982	-0.061	275.552	104
1CR33	kN·m	4.924	-8.118	-146.003	-129.372	-0.020	278.589	105
1CR34	kN·m	2.202	-6.929	-121.058	-156.842	-0.047	282.674	106
1CR35	kN·m	0.900	-8.157	-120.731	-158.626	-0.078	286.692	107
1CR36	kN·m	-3.377	-12.169	-110.573	-79.326	-0.450	205.895	108
1CR37	kN·m	-36.424	-35.648	-28.373	-324.601	-1.959	427.005	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 = 131.888 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	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.199 MPa	
1CR10	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR11	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.199 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	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR17	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR18	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.199 MPa	
1CR19	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR20	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.199 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	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.199 MPa	
1CR28	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR29	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.199 MPa	
1CR30	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfu ≤ 30.0 = 131.540 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 = 131.888 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	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.199 MPa	
1CR10	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR11	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.199 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	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR17	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 MPa	
1CR18	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.199 MPa	
1CR19	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR20	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.199 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	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.199 MPa	
1CR28	15,600.0	3,600.0	4.333	2.273	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 130.863 MPa	
1CR29	14,400.0	3,600.0	4.000	2.236	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.199 MPa	
1CR30	13,200.0	3,600.0	3.667	2.198	9.3/K < L/bfl ≤ 30.0 = 131.540 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	300.84	404.11	131.89	140.00	80.00	131.89	140.00	80.00	
1CR02	251.59	203.88	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR03	259.89	284.27	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR04	259.89	280.78	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR05	259.89	279.66	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR06	259.89	275.50	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR07	259.89	273.85	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR08	259.89	274.72	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR09	260.04	353.04	131.20	140.00	80.00	131.20	140.00	80.00	
1CR10	459.21	606.10	130.86	140.00	80.00	130.86	140.00	80.00	
1CR11	260.04	354.34	131.20	140.00	80.00	131.20	140.00	80.00	
1CR12	259.89	276.32	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR13	259.89	273.89	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR14	259.89	276.83	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR15	259.89	276.29	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR16	259.89	274.19	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR17	259.89	270.33	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR18	260.04	332.11	131.20	140.00	80.00	131.20	140.00	80.00	
1CR19	419.33	563.21	130.86	140.00	80.00	130.86	140.00	80.00	
1CR20	260.04	332.24	131.20	140.00	80.00	131.20	140.00	80.00	
1CR21	259.89	270.30	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR22	259.89	274.17	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR23	259.89	276.28	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR24	259.89	277.03	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR25	259.89	273.95	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR26	259.89	275.31	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR27	260.04	347.90	131.20	140.00	80.00	131.20	140.00	80.00	
1CR28	447.24	592.87	130.86	140.00	80.00	130.86	140.00	80.00	
1CR29	260.04	349.00	131.20	140.00	80.00	131.20	140.00	80.00	
1CR30	259.89	273.35	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR31	259.89	273.33	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR32	259.89	275.55	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR33	259.89	278.59	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR34	259.89	282.67	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR35	259.89	286.69	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR36	234.35	205.89	131.54	140.00	80.00	131.54	140.00	80.00	
1CR37	322.40	427.01	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	25.07	80.00	O.K	72.76	131.89	140.00	O.K	72.76	131.89	140.00	O.K
1CR02	19.06	80.00	O.K	32.21	131.54	140.00	O.K	32.21	131.54	140.00	O.K
1CR03	19.69	80.00	O.K	44.92	131.54	140.00	O.K	44.92	131.54	140.00	O.K
1CR04	19.69	80.00	O.K	44.36	131.54	140.00	O.K	44.36	131.54	140.00	O.K
1CR05	19.69	80.00	O.K	44.19	131.54	140.00	O.K	44.19	131.54	140.00	O.K
1CR06	19.69	80.00	O.K	43.53	131.54	140.00	O.K	43.53	131.54	140.00	O.K
1CR07	19.69	80.00	O.K	43.27	131.54	140.00	O.K	43.27	131.54	140.00	O.K
1CR08	19.69	80.00	O.K	43.41	131.54	140.00	O.K	43.41	131.54	140.00	O.K
1CR09	18.06	80.00	O.K	49.42	131.20	140.00	O.K	49.42	131.20	140.00	O.K
1CR10	29.44	80.00	O.K	75.77	130.86	140.00	O.K	75.77	130.86	140.00	O.K
1CR11	18.06	80.00	O.K	49.60	131.20	140.00	O.K	49.60	131.20	140.00	O.K
1CR12	19.69	80.00	O.K	43.66	131.54	140.00	O.K	43.66	131.54	140.00	O.K
1CR13	19.69	80.00	O.K	43.28	131.54	140.00	O.K	43.28	131.54	140.00	O.K
1CR14	19.69	80.00	O.K	43.74	131.54	140.00	O.K	43.74	131.54	140.00	O.K
1CR15	19.69	80.00	O.K	43.66	131.54	140.00	O.K	43.66	131.54	140.00	O.K
1CR16	19.69	80.00	O.K	43.32	131.54	140.00	O.K	43.32	131.54	140.00	O.K
1CR17	19.69	80.00	O.K	42.71	131.54	140.00	O.K	42.71	131.54	140.00	O.K
1CR18	18.06	80.00	O.K	46.49	131.20	140.00	O.K	46.49	131.20	140.00	O.K
1CR19	26.88	80.00	O.K	70.41	130.86	140.00	O.K	70.41	130.86	140.00	O.K
1CR20	18.06	80.00	O.K	46.51	131.20	140.00	O.K	46.51	131.20	140.00	O.K
1CR21	19.69	80.00	O.K	42.71	131.54	140.00	O.K	42.71	131.54	140.00	O.K
1CR22	19.69	80.00	O.K	43.32	131.54	140.00	O.K	43.32	131.54	140.00	O.K
1CR23	19.69	80.00	O.K	43.65	131.54	140.00	O.K	43.65	131.54	140.00	O.K
1CR24	19.69	80.00	O.K	43.77	131.54	140.00	O.K	43.77	131.54	140.00	O.K
1CR25	19.69	80.00	O.K	43.28	131.54	140.00	O.K	43.28	131.54	140.00	O.K
1CR26	19.69	80.00	O.K	43.50	131.54	140.00	O.K	43.50	131.54	140.00	O.K
1CR27	18.06	80.00	O.K	48.70	131.20	140.00	O.K	48.70	131.20	140.00	O.K
1CR28	28.67	80.00	O.K	74.12	130.86	140.00	O.K	74.12	130.86	140.00	O.K
1CR29	18.06	80.00	O.K	48.85	131.20	140.00	O.K	48.85	131.20	140.00	O.K
1CR30	19.69	80.00	O.K	43.19	131.54	140.00	O.K	43.19	131.54	140.00	O.K
1CR31	19.69	80.00	O.K	43.19	131.54	140.00	O.K	43.19	131.54	140.00	O.K
1CR32	19.69	80.00	O.K	43.54	131.54	140.00	O.K	43.54	131.54	140.00	O.K
1CR33	19.69	80.00	O.K	44.02	131.54	140.00	O.K	44.02	131.54	140.00	O.K
1CR34	19.69	80.00	O.K	44.66	131.54	140.00	O.K	44.66	131.54	140.00	O.K
1CR35	19.69	80.00	O.K	45.30	131.54	140.00	O.K	45.30	131.54	140.00	O.K
1CR36	17.75	80.00	O.K	32.53	131.54	140.00	O.K	32.53	131.54	140.00	O.K
1CR37	26.87	80.00	O.K	76.89	131.89	140.00	O.K	76.89	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	0.304	0.098	0.403	1.2	O.K	0.304	0.098	0.403	1.2	O.K
1CR02	0.060	0.057	0.117	1.2	O.K	0.060	0.057	0.117	1.2	O.K
1CR03	0.117	0.061	0.177	1.2	O.K	0.117	0.061	0.177	1.2	O.K
1CR04	0.114	0.061	0.174	1.2	O.K	0.114	0.061	0.174	1.2	O.K
1CR05	0.113	0.061	0.173	1.2	O.K	0.113	0.061	0.173	1.2	O.K
1CR06	0.110	0.061	0.170	1.2	O.K	0.110	0.061	0.170	1.2	O.K
1CR07	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K
1CR08	0.109	0.061	0.169	1.2	O.K	0.109	0.061	0.169	1.2	O.K
1CR09	0.142	0.051	0.193	1.2	O.K	0.142	0.051	0.193	1.2	O.K
1CR10	0.335	0.135	0.471	1.2	O.K	0.335	0.135	0.471	1.2	O.K
1CR11	0.143	0.051	0.194	1.2	O.K	0.143	0.051	0.194	1.2	O.K
1CR12	0.110	0.061	0.171	1.2	O.K	0.110	0.061	0.171	1.2	O.K
1CR13	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K
1CR14	0.111	0.061	0.171	1.2	O.K	0.111	0.061	0.171	1.2	O.K
1CR15	0.110	0.061	0.171	1.2	O.K	0.110	0.061	0.171	1.2	O.K
1CR16	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K
1CR17	0.105	0.061	0.166	1.2	O.K	0.105	0.061	0.166	1.2	O.K
1CR18	0.126	0.051	0.177	1.2	O.K	0.126	0.051	0.177	1.2	O.K
1CR19	0.289	0.113	0.402	1.2	O.K	0.289	0.113	0.402	1.2	O.K
1CR20	0.126	0.051	0.177	1.2	O.K	0.126	0.051	0.177	1.2	O.K
1CR21	0.105	0.061	0.166	1.2	O.K	0.105	0.061	0.166	1.2	O.K
1CR22	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K
1CR23	0.110	0.061	0.171	1.2	O.K	0.110	0.061	0.171	1.2	O.K
1CR24	0.111	0.061	0.171	1.2	O.K	0.111	0.061	0.171	1.2	O.K
1CR25	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K	0.108	0.061	0.169	1.2	O.K
1CR26	0.109	0.061	0.170	1.2	O.K	0.109	0.061	0.170	1.2	O.K
1CR27	0.138	0.051	0.189	1.2	O.K	0.138	0.051	0.189	1.2	O.K
1CR28	0.321	0.128	0.449	1.2	O.K	0.321	0.128	0.449	1.2	O.K
1CR29	0.139	0.051	0.190	1.2	O.K	0.139	0.051	0.190	1.2	O.K
1CR30	0.108	0.061	0.168	1.2	O.K	0.108	0.061	0.168	1.2	O.K
1CR31	0.108	0.061	0.168	1.2	O.K	0.108	0.061	0.168	1.2	O.K
1CR32	0.110	0.061	0.170	1.2	O.K	0.110	0.061	0.170	1.2	O.K
1CR33	0.112	0.061	0.173	1.2	O.K	0.112	0.061	0.173	1.2	O.K
1CR34	0.115	0.061	0.176	1.2	O.K	0.115	0.061	0.176	1.2	O.K
1CR35	0.119	0.061	0.179	1.2	O.K	0.119	0.061	0.179	1.2	O.K
1CR36	0.061	0.049	0.110	1.2	O.K	0.061	0.049	0.110	1.2	O.K
1CR37	0.340	0.113	0.453	1.2	O.K	0.340	0.113	0.453	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	72.763	25.070	120.0	10.0	680.0	1,000.0	12.0
1CR02	1,100.0	852.0	필 요	0	32.214	19.060	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR03	1,100.0	852.0	필 요	0	44.916	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR04	1,100.0	852.0	필 요	0	44.364	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR05	1,100.0	852.0	필 요	0	44.188	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR06	1,100.0	852.0	필 요	0	43.530	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR07	1,100.0	852.0	필 요	0	43.270	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR08	1,100.0	852.0	필 요	0	43.407	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR09	1,200.0	852.0	필 요	0	49.416	18.059	120.0	10.0	680.0	1,200.0	12.0
1CR10	1,300.0	852.0	필 요	0	75.770	29.436	120.0	10.0	680.0	1,300.0	12.0
1CR11	1,200.0	852.0	필 요	0	49.599	18.059	120.0	10.0	680.0	1,200.0	12.0
1CR12	1,100.0	852.0	필 요	0	43.660	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR13	1,100.0	852.0	필 요	0	43.276	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR14	1,100.0	852.0	필 요	0	43.741	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR15	1,100.0	852.0	필 요	0	43.655	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR16	1,100.0	852.0	필 요	0	43.324	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR17	1,100.0	852.0	필 요	0	42.714	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR18	1,200.0	852.0	필 요	0	46.488	18.059	120.0	10.0	680.0	1,200.0	12.0
1CR19	1,300.0	852.0	필 요	0	70.407	26.880	120.0	10.0	680.0	1,300.0	12.0
1CR20	1,200.0	852.0	필 요	0	46.506	18.059	120.0	10.0	680.0	1,200.0	12.0
1CR21	1,100.0	852.0	필 요	0	42.709	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR22	1,100.0	852.0	필 요	0	43.320	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR23	1,100.0	852.0	필 요	0	43.653	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR24	1,100.0	852.0	필 요	0	43.771	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR25	1,100.0	852.0	필 요	0	43.284	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR26	1,100.0	852.0	필 요	0	43.500	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR27	1,200.0	852.0	필 요	0	48.698	18.059	120.0	10.0	680.0	1,200.0	12.0
1CR28	1,300.0	852.0	필 요	0	74.116	28.669	120.0	10.0	680.0	1,300.0	12.0
1CR29	1,200.0	852.0	필 요	0	48.852	18.059	120.0	10.0	680.0	1,200.0	12.0
1CR30	1,100.0	852.0	필 요	0	43.190	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR31	1,100.0	852.0	필 요	0	43.188	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR32	1,100.0	852.0	필 요	0	43.538	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR33	1,100.0	852.0	필 요	0	44.018	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR34	1,100.0	852.0	필 요	0	44.664	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR35	1,100.0	852.0	필 요	0	45.299	19.689	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR36	1,100.0	852.0	필 요	0	32.532	17.754	120.0	10.0	680.0	1,100.0	12.0
1CR37	1,000.0	852.0	필 요	0	76.885	26.867	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	0.025	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	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR06	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR07	0.618	3.000	O.K	0.014	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	0.567	3.000	O.K	0.022	1.000	O.K	4.731E+06	1.152E+07	O.K	
1CR10	0.523	1.500	O.K	0.069	1.000	O.K	6.015E+06	1.152E+07	O.K	
1CR11	0.567	3.000	O.K	0.022	1.000	O.K	4.731E+06	1.152E+07	O.K	
1CR12	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR13	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR14	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR15	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR16	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR17	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR18	0.567	3.000	O.K	0.020	1.000	O.K	4.731E+06	1.152E+07	O.K	
1CR19	0.523	1.500	O.K	0.059	1.000	O.K	6.015E+06	1.152E+07	O.K	
1CR20	0.567	3.000	O.K	0.020	1.000	O.K	4.731E+06	1.152E+07	O.K	
1CR21	0.618	3.000	O.K	0.013	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR22	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR23	0.618	3.000	O.K	0.014	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	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR26	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR27	0.567	3.000	O.K	0.021	1.000	O.K	4.731E+06	1.152E+07	O.K	
1CR28	0.523	1.500	O.K	0.066	1.000	O.K	6.015E+06	1.152E+07	O.K	
1CR29	0.567	3.000	O.K	0.021	1.000	O.K	4.731E+06	1.152E+07	O.K	
1CR30	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR31	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR32	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR33	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR34	0.618	3.000	O.K	0.014	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR35	0.618	3.000	O.K	0.015	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR36	0.618	3.000	O.K	0.009	1.000	O.K	3.644E+06	1.152E+07	O.K	
1CR37	0.680	1.500	O.K	0.028	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	90.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR10	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR11	90.000	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	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR17	86.667	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR18	90.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR19	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR20	90.000	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	90.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR28	93.333	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR29	90.000	120.000	O.K	9.231	10.000	O.K	
1CR30	86.667	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	

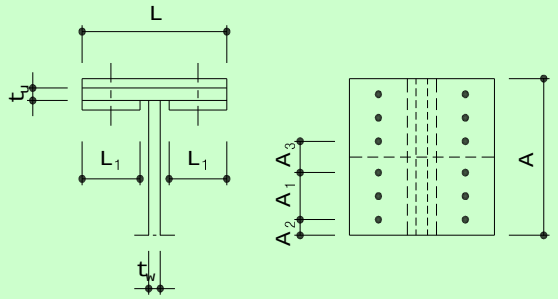
7.2 가로보의 연결

[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		
404.11	300.84	72.763	72.763	72.763	72.763	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 = 72.8 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]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p / n$

$= 300.843^3 \times 1{,}821{,}600.0 / 2{,}843{,}545{,}600.0 \times 150.0 / 3.0$ = 9,636.1 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 3.969E+09 + 9.285E+07 = 63,732.7 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 = 72.8 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

▪ 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]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p / n$

= 300.843^3 ×1,821,600.0/2,843,545,600.0×150.0/3.0 = 9,636.1 N/ea

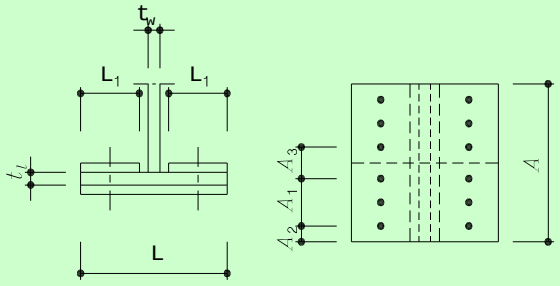
▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 3.969E+09 + 9.285E+07 = 63,732.7 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 = 72.8 MPa

$f_{s(min)}$ = 0.75 × 140.0 = 105.0 MPa ∴ 이음부의 설계응력 (f_l) 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

$\sum$ = 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]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p / n$

= 300.843^3 ×1,821,600.0/2,843,545,600.0×150.0/3.0 = 9,636.1 N/ea

▪ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 BOLT 식

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 3.969E+09 + 9.285E+07 = 63,732.7 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 = 72.8 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 × 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]

$\rho_h = V \cdot Q / I \times p / n$

= 300.843^3 ×1,821,600.0/2,843,545,600.0×150.0/3.0 = 9,636.1 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 + 9.285E+07 = 63,732.7 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

④ 모재의 응력검토

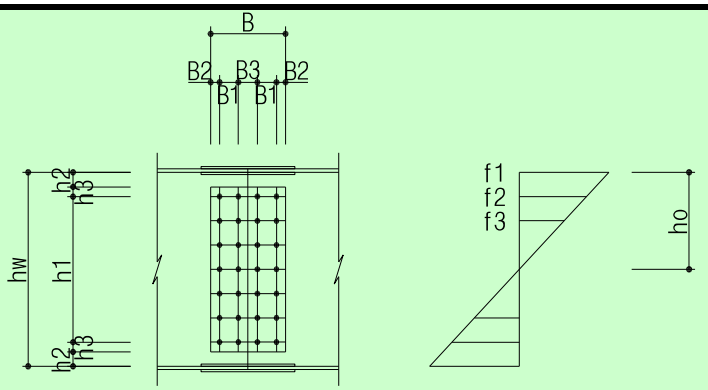
A_{sn} = 12.0 × (300.0 - 25.0 × 2.0) = 3,000.0 mm^2

$f_u = A_s \times f_s' / A_{sn}$ = 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 = 300.843 / 18.0ea = 1.67E+04 N/ea ≤ ρ_{sa} ····· O.K !!

▪ 합성 응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)}$ = √ 6.452E+09 + 2.793E+08 = 8.20E+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

$M_w = M \cdot I_w / I$ = 404.109 × 0.001000 / 0.002844 = 142.115 kN·m

▪ 가로보 이음판의 응력검토

$f_w = M_w \cdot y_{su} / I_s$ = 142.115×440.0 / 1,362,944,000.0 = 45.879 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	404.11	300.84	72.763	72.763	72.763	72.763	140.00	2.844E+09
1CR02	203.88	251.59	32.214	32.214	32.214	32.214	140.00	3.557E+09
1CR03	284.27	259.89	44.916	44.916	44.916	44.916	140.00	3.557E+09
1CR04	280.78	259.89	44.364	44.364	44.364	44.364	140.00	3.557E+09
1CR05	279.66	259.89	44.188	44.188	44.188	44.188	140.00	3.557E+09
1CR06	275.50	259.89	43.530	43.530	43.530	43.530	140.00	3.557E+09
1CR07	273.85	259.89	43.270	43.270	43.270	43.270	140.00	3.557E+09
1CR08	274.72	259.89	43.407	43.407	43.407	43.407	140.00	3.557E+09
1CR09	353.04	260.04	49.416	49.416	49.416	49.416	140.00	4.372E+09
1CR10	606.10	459.21	75.770	75.770	75.770	75.770	140.00	5.296E+09
1CR11	354.34	260.04	49.599	49.599	49.599	49.599	140.00	4.372E+09
1CR12	276.32	259.89	43.660	43.660	43.660	43.660	140.00	3.557E+09
1CR13	273.89	259.89	43.276	43.276	43.276	43.276	140.00	3.557E+09
1CR14	276.83	259.89	43.741	43.741	43.741	43.741	140.00	3.557E+09
1CR15	276.29	259.89	43.655	43.655	43.655	43.655	140.00	3.557E+09
1CR16	274.19	259.89	43.324	43.324	43.324	43.324	140.00	3.557E+09
1CR17	270.33	259.89	42.714	42.714	42.714	42.714	140.00	3.557E+09
1CR18	332.11	260.04	46.488	46.488	46.488	46.488	140.00	4.372E+09
1CR19	563.21	419.33	70.407	70.407	70.407	70.407	140.00	5.296E+09
1CR20	332.24	260.04	46.506	46.506	46.506	46.506	140.00	4.372E+09
1CR21	270.30	259.89	42.709	42.709	42.709	42.709	140.00	3.557E+09
1CR22	274.17	259.89	43.320	43.320	43.320	43.320	140.00	3.557E+09
1CR23	276.28	259.89	43.653	43.653	43.653	43.653	140.00	3.557E+09
1CR24	277.03	259.89	43.771	43.771	43.771	43.771	140.00	3.557E+09
1CR25	273.95	259.89	43.284	43.284	43.284	43.284	140.00	3.557E+09
1CR26	275.31	259.89	43.500	43.500	43.500	43.500	140.00	3.557E+09
1CR27	347.90	260.04	48.698	48.698	48.698	48.698	140.00	4.372E+09
1CR28	592.87	447.24	74.116	74.116	74.116	74.116	140.00	5.296E+09
1CR29	349.00	260.04	48.852	48.852	48.852	48.852	140.00	4.372E+09
1CR30	273.35	259.89	43.190	43.190	43.190	43.190	140.00	3.557E+09
1CR31	273.33	259.89	43.188	43.188	43.188	43.188	140.00	3.557E+09
1CR32	275.55	259.89	43.538	43.538	43.538	43.538	140.00	3.557E+09
1CR33	278.59	259.89	44.018	44.018	44.018	44.018	140.00	3.557E+09
1CR34	282.67	259.89	44.664	44.664	44.664	44.664	140.00	3.557E+09
1CR35	286.69	259.89	45.299	45.299	45.299	45.299	140.00	3.557E+09
1CR36	205.89	234.35	32.532	32.532	32.532	32.532	140.00	3.557E+09
1CR37	427.01	322.40	76.885	76.885	76.885	76.885	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	72.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR02	32.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR03	44.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR04	44.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR05	44.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR06	43.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR07	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR08	43.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR09	49.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR10	75.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR11	49.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR12	43.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR13	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR14	43.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR15	43.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR16	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR17	42.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR18	46.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR19	70.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR20	46.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR21	42.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR22	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR23	43.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR24	43.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR25	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR26	43.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR27	48.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR28	74.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR29	48.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR30	43.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR31	43.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR32	43.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR33	44.0	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR34	44.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR35	45.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR36	32.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR37	76.9	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	9,636.1	63,732.7	O.K
1CR02	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,079.0	63,396.5	O.K
1CR03	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR04	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR05	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR06	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR07	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR08	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR09	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR10	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,239.5	63,826.7	O.K
1CR11	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR12	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR13	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR14	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR15	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR16	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR17	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR18	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR19	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,350.4	63,690.1	O.K
1CR20	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR21	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR22	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR23	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR24	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR25	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR26	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR27	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,972.6	63,784.4	O.K
1CR29	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR30	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR31	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR32	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR33	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR34	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR35	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR36	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,593.9	63,344.1	O.K
1CR37	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,326.7	63,840.7	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	72.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR02	32.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR03	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
1CR04	44.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR05	44.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR06	43.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR07	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR08	43.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR09	49.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR10	75.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR11	49.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR12	43.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR13	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR14	43.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR15	43.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR16	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR17	42.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR18	46.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR19	70.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR20	46.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR21	42.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR22	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR23	43.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR24	43.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR25	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR26	43.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR27	48.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR28	74.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR29	48.9	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR30	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
1CR31	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
1CR32	43.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR33	44.0	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR34	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
1CR35	45.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR36	32.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR37	76.9	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	9,636.1	63,732.7	O.K
1CR02	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,079.0	63,396.5	O.K
1CR03	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR04	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR05	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR06	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR07	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR08	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR09	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR10	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,239.5	63,826.7	O.K
1CR11	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR12	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR13	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR14	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR15	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR16	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR17	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR18	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR19	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,350.4	63,690.1	O.K
1CR20	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR21	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR22	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR23	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR24	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR25	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR26	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR27	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,972.6	63,784.4	O.K
1CR29	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR30	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR31	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR32	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR33	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR34	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR35	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR36	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,593.9	63,344.1	O.K
1CR37	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,326.7	63,840.7	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	72.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR02	32.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR03	44.9	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR04	44.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR05	44.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR06	43.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR07	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR08	43.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR09	49.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR10	75.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR11	49.6	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR12	43.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR13	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR14	43.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR15	43.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR16	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR17	42.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR18	46.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR19	70.4	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR20	46.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR21	42.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR22	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR23	43.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR24	43.8	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR25	43.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR26	43.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR27	48.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR28	74.1	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR29	48.9	105.0	105.0	2,700.0	4,960.0	140.0	76.2	O.K	
1CR30	43.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR31	43.2	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR32	43.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR33	44.0	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR34	44.7	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR35	45.3	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR36	32.5	105.0	105.0	3,600.0	5,480.0	140.0	69.0	O.K	
1CR37	76.9	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	9,636.1	63,732.7	O.K
1CR02	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,079.0	63,396.5	O.K
1CR03	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR04	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR05	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR06	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR07	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR08	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR09	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR10	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,239.5	63,826.7	O.K
1CR11	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR12	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR13	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR14	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR15	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR16	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR17	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR18	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR19	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,350.4	63,690.1	O.K
1CR20	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR21	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR22	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR23	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR24	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR25	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR26	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR27	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,972.6	63,784.4	O.K
1CR29	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR30	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR31	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR32	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR33	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR34	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR35	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR36	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,593.9	63,344.1	O.K
1CR37	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,326.7	63,840.7	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	72.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR02	32.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR03	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
1CR04	44.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR05	44.2	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR06	43.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR07	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR08	43.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR09	49.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR10	75.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR11	49.6	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR12	43.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR13	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR14	43.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR15	43.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR16	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR17	42.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR18	46.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR19	70.4	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR20	46.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR21	42.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR22	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR23	43.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR24	43.8	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR25	43.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR26	43.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR27	48.7	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR28	74.1	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR29	48.9	105.0	105.0	3,000.0	2,700.0	3,960.0	O.K	140.0	95.5	126.0	O.K
1CR30	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
1CR31	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
1CR32	43.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR33	44.0	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR34	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
1CR35	45.3	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR36	32.5	105.0	105.0	3,000.0	3,600.0	4,480.0	O.K	140.0	84.4	126.0	O.K
1CR37	76.9	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	9,636.1	63,732.7	O.K
1CR02	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,079.0	63,396.5	O.K
1CR03	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR04	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR05	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR06	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR07	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR08	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR09	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR10	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,239.5	63,826.7	O.K
1CR11	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR12	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR13	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR14	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR15	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR16	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR17	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR18	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR19	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,350.4	63,690.1	O.K
1CR20	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR21	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR22	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR23	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR24	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR25	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR26	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR27	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR28	2.362E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	9,972.6	63,784.4	O.K
1CR29	2.182E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,487.7	63,333.2	O.K
1CR30	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR31	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR32	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR33	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR34	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR35	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	7,312.6	63,423.0	O.K
1CR36	2.002E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	6,593.9	63,344.1	O.K
1CR37	1.822E+06	150.0	3.0	3.9	6.0	O.K	96,000.0	63,000.0	10,326.7	63,840.7	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	45.9	O.K
1CR02	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	19.9	O.K
1CR03	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.7	O.K
1CR04	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.4	O.K
1CR05	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.2	O.K
1CR06	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.8	O.K
1CR07	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.7	O.K
1CR08	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.8	O.K
1CR09	1,200.0	12.0	12.0	600.0	1.73E+09	540.0	2.52E+09	140.0	29.9	O.K
1CR10	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	45.1	O.K
1CR11	1,200.0	12.0	12.0	600.0	1.73E+09	540.0	2.52E+09	140.0	30.0	O.K
1CR12	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.9	O.K
1CR13	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.7	O.K
1CR14	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.0	O.K
1CR15	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.9	O.K
1CR16	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.7	O.K
1CR17	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.3	O.K
1CR18	1,200.0	12.0	12.0	600.0	1.73E+09	540.0	2.52E+09	140.0	28.1	O.K
1CR19	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	42.0	O.K
1CR20	1,200.0	12.0	12.0	600.0	1.73E+09	540.0	2.52E+09	140.0	28.1	O.K
1CR21	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.3	O.K
1CR22	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.7	O.K
1CR23	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.9	O.K
1CR24	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.0	O.K
1CR25	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.7	O.K
1CR26	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.8	O.K
1CR27	1,200.0	12.0	12.0	600.0	1.73E+09	540.0	2.52E+09	140.0	29.5	O.K
1CR28	1,300.0	12.0	12.0	650.0	2.20E+09	590.0	3.29E+09	140.0	44.2	O.K
1CR29	1,200.0	12.0	12.0	600.0	1.73E+09	540.0	2.52E+09	140.0	29.6	O.K
1CR30	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.6	O.K
1CR31	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.6	O.K
1CR32	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	26.8	O.K
1CR33	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.1	O.K
1CR34	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.5	O.K
1CR35	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	27.9	O.K
1CR36	1,100.0	12.0	12.0	550.0	1.33E+09	490.0	1.88E+09	140.0	20.1	O.K
1CR37	1,000.0	12.0	12.0	500.0	1.00E+09	440.0	1.36E+09	140.0	48.5	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	10 @ 100 = 1,000.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR10	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR11	10 @ 100 = 1,000.0	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	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR17	9 @ 100 = 900.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR18	10 @ 100 = 1,000.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR19	11 @ 100 = 1,100.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR20	10 @ 100 = 1,000.0	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	10 @ 100 = 1,000.0	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	10 @ 100 = 1,000.0	60.0	40.0	1 @ 85 = 85.0	40.0	85.0	
1CR30	9 @ 100 = 900.0	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	1.67E+04	8.20E+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	78.8	61.3	43.8	9.60E+04	8.27E+04	1.18E+04	8.35E+04	O.K
1CR10	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.91E+04	8.58E+04	O.K
1CR11	105.0	78.8	61.3	43.8	9.60E+04	8.27E+04	1.18E+04	8.35E+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	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR17	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+04	O.K
1CR18	105.0	78.8	61.3	43.8	9.60E+04	8.27E+04	1.18E+04	8.35E+04	O.K
1CR19	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.75E+04	8.54E+04	O.K
1CR20	105.0	78.8	61.3	43.8	9.60E+04	8.27E+04	1.18E+04	8.35E+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	78.8	61.3	43.8	9.60E+04	8.27E+04	1.18E+04	8.35E+04	O.K
1CR28	105.0	80.8	64.6	48.5	9.60E+04	8.36E+04	1.86E+04	8.56E+04	O.K
1CR29	105.0	78.8	61.3	43.8	9.60E+04	8.27E+04	1.18E+04	8.35E+04	O.K
1CR30	105.0	76.4	57.3	38.2	9.60E+04	8.16E+04	1.30E+04	8.26E+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	1.17E+04	8.25E+04	O.K
1CR37	105.0	73.5	52.5	31.5	9.60E+04	8.03E+04	1.79E+04	8.23E+04	O.K

8. DIAPHRAGM의 설계

8.1 중간 DIAPHRAGM (일반부)　　(절점 46)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

L ≤ 50.0m의 경우 : L_D < 6.0m

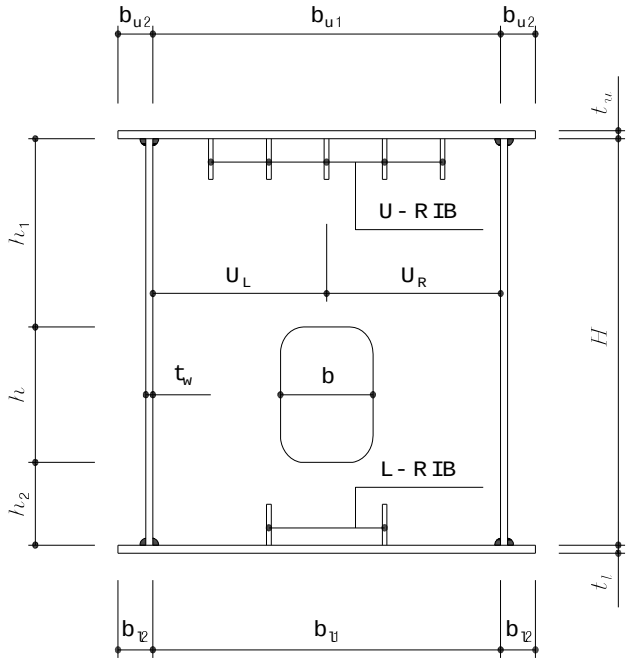
L > 50.0m의 경우 : L_D ≤ (0.14L - 1.0)m

단, L_D ≤ 20.0m

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [5.000 m]

L : 교량의 지간길이(m) [44.350 m]

L = 44.350 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	=	1,995.9	mm
h	=	700.0	mm
h_1	=	895.9	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(mm²)	X(mm)	$A_s \cdot X$(mm³)	$A_s \cdot X^2$(mm⁴)	I_{yo}(mm⁴)
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	2 - 150.0 × 14.0	4,200.0	-	-	-	7.875E+06
L - WEB	1 - 1,995.9 × 12.0	23,951.0	-	-	-	2.874E+05
R - WEB	1 - 1,995.9 × 12.0	23,951.0	-	-	-	2.874E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-	-	-	2.453E+10
합 계		136,521.9	-	-	-	4.296E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(500.0 \times 700.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 1,995.9\}]}$ = 0.270

0.4 ≥ ρ = 0.270 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

F_u = 31,680.0 + 0.0 + 4,200.0 = 3.588E+04 mm²

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

F_l = 10,500.0 + 42,240.0 = 5.274E+04 mm²

▪ 복부 1개의 단면적

F_h = 23,951.0 = 2.395E+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 + 7,875,000 + 672,000,000 = 1.907962E+10 mm^2

▪ 리브를 포함하는 하부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_l = 24,532,992,000.0 +19,687,500.00(+ ############ = 2.791E+10 mm^2

▪ 변형함수

$\alpha_1 = \{e / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {26,014,848.6/(26,014,848.6+22,352,717.4}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×1,995.9 = 1.295E+06 mm^2

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {22,352,717.4/(26,014,848.6+22,352,717.4}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×1,995.9 = 1.112E+06 mm^2

여기서, $e = (I_l / B_l) + \{(B_u+2B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (27,912,679,500.0/2,412.0) + {(2,412.0+2×2,412.0)×23,951.0/12} = 2.601E+07 mm^3

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (19,079,619,000.0/2,412.0) + {(2×2,412.0+2,412.0)×23,951.0/12} = 2.235E+07 mm^3

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3 \cdot \{\alpha_1^2 \cdot F_u \cdot (1+2 \cdot b_1/B_u)^2 + \alpha_2^2 \cdot F_l \cdot (1+2 \cdot b_2/B_l)^2 + 2 \cdot (\alpha_1^2 - \alpha_1 \cdot \alpha_2 + \alpha_2^2) \cdot F_h\}$

$(1/3) \cdot \{1,294,660.9^2 \times 35,880.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 +$

$1,112,410.4^2 \times 52,740.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 + 2 \times (1,294,660.9^2$

$- 1,294,660.9 \times 1,112,410.4 + 1,112,410.4^2) \times 23,951.0\}$ = 7.315E+16 mm^6

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20 \cdot E \cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3$ = 20×205,000.0×73,149,597,989,416,000.0 / 6,000.0³ = 1.388E+12 N·mm

▪ Diaphragm의 강도 검토

$K_{use} = 4 \cdot G \cdot A \cdot t_D$ = 4×79,000.0×{(2,400.0+2,400.0)/2×1,995.9}×10.0 = 1.514E+13 N·mm

∴ K_{use} = 1.514E+13 N·mm ≥ K_{req} = 1.388E+12 N·mm ····· O.K !!

8.1 중간 DIAPHRAGM (교대부)　　(절점　1　)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

L ≤ 50.0m의 경우 : L_D < 6.0m

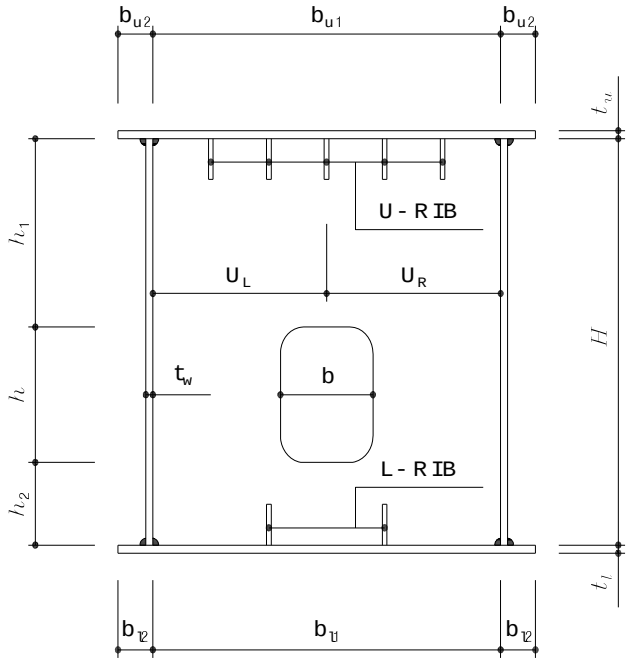
L > 50.0m의 경우 : L_D ≤ (0.14L - 1.0)m

단, L_D ≤ 20.0m

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [4.350 m]

L : 교량의 지간길이(m) [44.350 m]

L = 44.350 m ≤ 50.000 m ⇒ L_D = 4.350 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	=	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(mm²)	X(mm)	$A_s \cdot X$(mm³)	$A_s \cdot X^2$(mm⁴)	I_{yo}(mm⁴)
UPPER FL.	1 - 2,640.0 × 10.0	26,400.0	-	-	-	1.533E+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		109,080.0	-	-	-	3.376E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(500.0 \times 700.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 1,600.0\}]}$ = 0.302

0.4 ≥ ρ = 0.302 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

F_u = 26,400.0 + 0.0 + 9,000.0 = 3.540E+04 mm²

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

F_l = 3,600.0 + 31,680.0 = 3.528E+04 mm²

▪ 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 = 15,333,120,000.0 + ########## + ############## = 1.823000E+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+19,135,641.0}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×1,600.0 = 9.726E+05 mm^2

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {19,135,641.0/(19,447,622.4+19,135,641.0}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×1,600.0 = 9.570E+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+2×2,412.0)×19,200.0/12} = 1.945E+07 mm^3

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (18,229,995,000.0/2,412.0) + {(2×2,412.0+2,412.0)×19,200.0/12} = 1.914E+07 mm^3

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3 \cdot \{\alpha_1^2 \cdot F_u \cdot (1+2 \cdot b_1/B_u)^2 + \alpha_2^2 \cdot F_l \cdot (1+2 \cdot b_2/B_l)^2 + 2 \cdot (\alpha_1^2 - \alpha_1 \cdot \alpha_2 + \alpha_2^2) \cdot F_h\}$

$(1/3) \cdot \{972,601.3^2 \times 35,400.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 +$

$956,998.7^2 \times 35,280.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 + 2 \times (972,601.3^2$

$- 972,601.3 \times 956,998.7 + 956,998.7^2) \times 19,200.0\}$ = 3.795E+16 mm^6

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20 \cdot E \cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3$ = 20×205,000.0×37,953,798,861,948,000.0 / 6,000.0³ = 7.204E+11 N·mm

▪ Diaphragm의 강도 검토

$K_{use} = 4 \cdot G \cdot A \cdot t_D$ = 4×79,000.0×{(2,400.0+2,400.0)/2×1,600.0}×16.0 = 1.942E+13 N·mm

∴ K_{use} = 1.942E+13 N·mm ≥ K_{req} = 7.204E+11 N·mm ····· O.K !!

8.1 중간 DIAPHRAGM (교각부)　　(절점 10)　　(☞ 도.설.해 3.8.9.2)

▪ Diaphragm의 한계간격

$L \le 50.0m$의 경우 : $L_D < 6.0m$

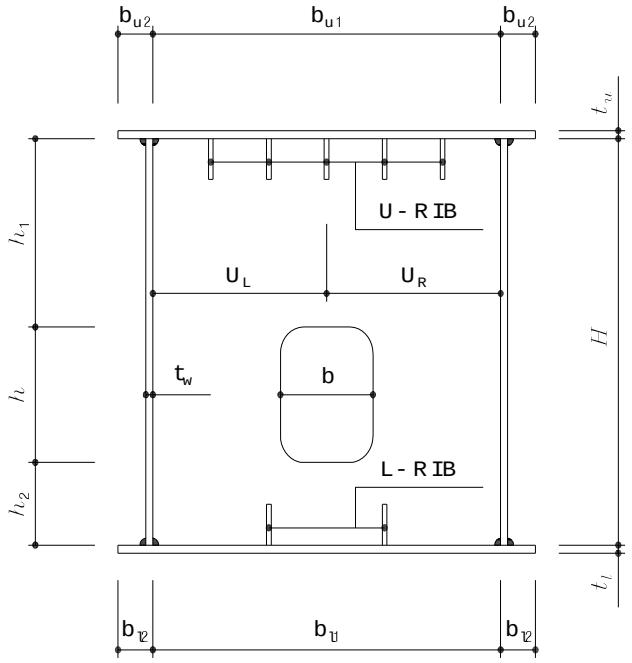
$L > 50.0m$의 경우 : $L_D \le (0.14L - 1.0)m$

단, $L_D \le 20.0m$

여기서, L_D : 중간 DIAPHRAGM의 간격(m) [5.000 m]

L : 교량의 지간길이(m) [44.350 m]

L = 44.350 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	=	2,200.0	mm
h	=	700.0	mm
h_1	=	1,100.0	mm
h_2	=	400.0	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 × 12.0	31,680.0	-	-	-	1.840E+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 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	3.168E+05
R - WEB	1 - 2,200.0 × 12.0	26,400.0	-	-	-	3.168E+05
LOWER RIB	5 - 150.0 × 14.0	10,500.0	-	-	-	1.969E+07
LOWER FL.	1 - 2,640.0 × 16.0	42,240.0	-	-	-	2.453E+10
합 계		141,420.0	-	-	-	4.296E+10

▪ Diaphragm의 개구율

$\rho = \sqrt{(A' / A)} = \sqrt{[(500.0 \times 700.0) / \{(2,400.0+2,400.0)/2 \times 2,200.0\}]} = 0.257$

0.4 ≥ ρ = 0.257 ⇒ **충복판 형식 적용**

▪ 상부플랜지의 총단면적

F_u = 31,680.0 + 0.0 + 4,200.0 = 3.588E+04 mm^2

▪ 하부플랜지의 총단면적 (리브 포함)

F_l = 10,500.0 + 42,240.0 = 5.274E+04 mm^2

▪ 복부 1개의 단면적

F_h = 26,400.0 = 2.640E+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 + 7,875,000 + 672,000,000 = 1.907962E+10 mm^2

▪ 리브를 포함하는 하부플랜지의 수직축 단면2차모멘트

I_l = 24,532,992,000.0 +19,687,500.00(+ ############ = 2.791E+10 mm^2

▪ 변형함수

$\alpha_1 = \{e / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {27,491,621.0/(27,491,621.0+23,829,489.8}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×2,200.0 = 1.421E+06 mm^2

$\alpha_2 = \{f / (e+f)\} \cdot \{(B_u+B_l)/4\} \cdot H$

= {23,829,489.8/(27,491,621.0+23,829,489.8}×{(2,412.0+2,412.0)/4}×2,200.0 = 1.232E+06 mm^2

여기서, $e = (I_l / B_l) + \{(B_u+2B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (27,912,679,500.0/2,412.0) + {(2,412.0+2×2,412.0)×26,400.0/12} = 2.749E+07 mm^3

$f = (I_u / B_u) + \{(2B_u+B_l) \cdot F_h / 12\}$

= (19,079,619,000.0/2,412.0) + {(2×2,412.0+2,412.0)×26,400.0/12} = 2.383E+07 mm^3

▪ 박스거더의 단면형상에 대한 상수

$I_{DW} = 1/3 \cdot \{\alpha_1^2 \cdot F_u \cdot (1+2 \cdot b_1/B_u)^2 + \alpha_2^2 \cdot F_l \cdot (1+2 \cdot b_2/B_l)^2 + 2 \cdot (\alpha_1^2 - \alpha_1 \cdot \alpha_2 + \alpha_2^2) \cdot F_h\}$

$(1/3) \cdot \{1,421,262.5^2 \times 35,880.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 +$

$1,231,937.5^2 \times 52,740.0 \times (1 + 2 \times 108.0 / 2,412.0)^2 + 2 \times (1,421,262.5^2$

$- 1,421,262.5 \times 1,231,937.5 + 1,231,937.5^2) \times 26,400.0\}$ = 9.180E+16 mm^6

▪ Diaphragm의 필요강도

$K_{req} = 20 \cdot E \cdot I_{DW} / L_{Dreq}^3$ = 20×205,000.0×91,799,822,820,257,700.0 / 6,000.0³ = 1.742E+12 N·mm

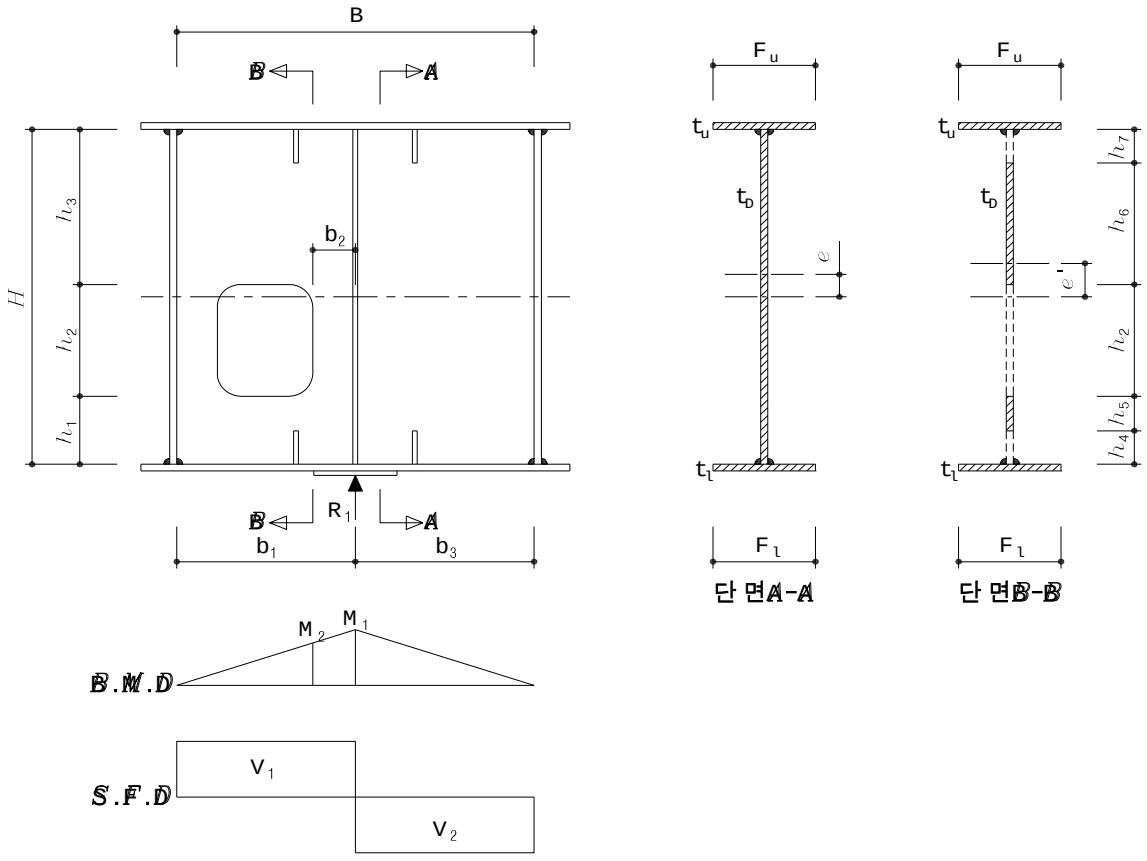
▪ Diaphragm의 강도 검토

$K_{use} = 4 \cdot G \cdot A \cdot t_D$ = 4×79,000.0×{(2,400.0+2,400.0)/2×2,200.0}×26.0 = 4.338E+13 N·mm

∴ K_{use} = 4.338E+13 N·mm ≥ K_{req} = 1.742E+12 N·mm ····· O.K !!

8.2 지점부 DIAPHRAGM 응력검토

(1) 교대부-1슈 (절점 37)



(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)
10	16	12	240	288	1,929.055	0.000	1,157.4	766.8	964.5	-964.5

▪ 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 - 240.0 × 10.0	2,400.0	805.0	1.932E+06	1.555E+09	2.000E+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		31,456.0	-1.0	-8.535E+05	3.800E+09	5.461E+09

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = -853,536.0 / 31,456.0 = -27.134 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 5,461,394,805.3+3,800,402,016.0-31,456.0×-27.1² = 9.239E+09 mm^4

- 응력 계산

f_l = (1,157.433 / 9,238,636,734.1)×(1,600.0/2 + 10.0 + -27.1) = 98.079 MPa

∴ f_l = 98.079 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 964.5 / 25,600.0 = 37.677 MPa

∴ υ = 37.677 MPa ≤ υ_a = 125.000 MPa ····· O.K !!

- 2축 응력상태의 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.5)

f_v = 67.582 MPa 수직응력 [지점부 보강재 검토 참조]

$$\left(\frac{f_v}{f_a}\right)^2 - \left(\frac{f_v}{f_a}\right)\cdot\left(\frac{f_l}{f_a}\right) + \left(\frac{f_l}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2$$

(67.58/215.0)² - (67.58/215.0)×(98.08/215.0) + (98.08/215.0)² + (37.68/125.0)² = 0.254

∴ 2축 응력 = 0.254 ≤ 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 - 240.0 × 10.0	2,400.0	805.0	1.932E+06	1.555E+09	2.000E+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		15,456.0	-51.0	-2.935E+05	6.166E+09	7.806E+07

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = -293,536.0 / 15,456.0 = -18.992 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 78,061,472.0+6,166,402,016.0-15,456.0×-19.0² = 6.239E+09 mm^4

- 응력 계산

f_l = (766.799 / 6,238,888,734.9)×(1,600.0/2 + 10.0 + -19.0) = 97.220 MPa

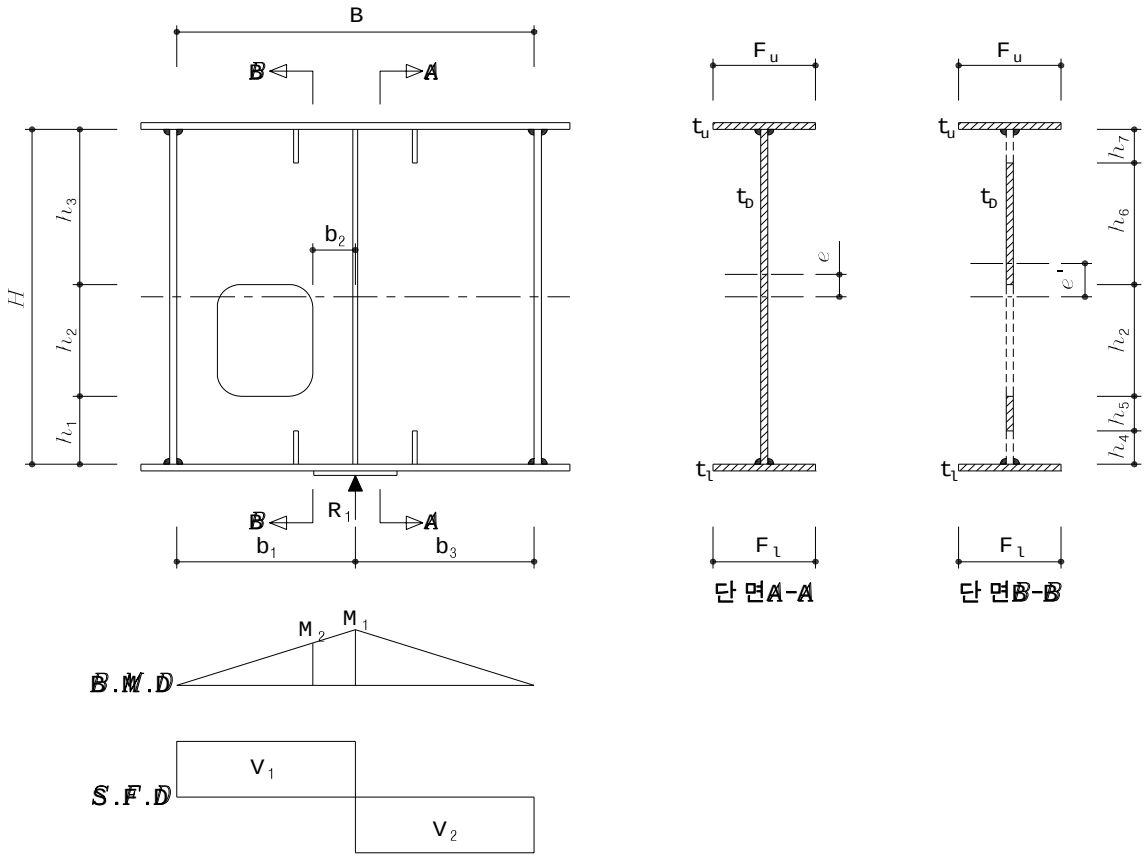
∴ f_l = 97.220 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 964.527 / (5,600.0 + 4,000.0) = 100.472 MPa

∴ υ = 100.472 MPa ≤ υ_a = 125.000 MPa ····· O.K !!

8.2 지점부 DIAPHRAGM 응력검토

(2) 교각부-1슈 (절점 47)



(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	2,200	400	700	1,100	0	400	950	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)
12	26	16	288	384	5,484.130	0.000	3,290.5	2,207.4	2,742.1	-2,742.1

▪ 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	1,106.0	3.822E+06	4.228E+09	4.147E+04
Diaphragm	1 - 2,200.0 × 26.0	57,200.0	-	-	-	2.307E+10
LOWER FL.	1 - 384.0 × 16.0	6,144.0	-1,108.0	-6.808E+06	7.543E+09	1.311E+05
합 계		66,800.0	-2.0	-2.985E+06	1.177E+10	2.307E+10

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = -2,985,216.0 / 66,800.0 = -44.689 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 23,070,839,210.7+11,770,271,232.0-66,800.0×-44.7² = 3.471E+10 mm^4

- 응력 계산

f_l = (3,290.478 / 34,707,704,536.0)×(2,200.0/2 + 12.0 + -44.7) = 101.187 MPa

∴ f_l = 101.187 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 2,742.1 / 57,200.0 = 47.938 MPa

∴ υ = 47.938 MPa ≤ υ_a = 125.000 MPa ····· O.K !!

- 2축 응력상태의 검토 (☞ 도.설.해 3.8.2.5)

f_v = 152.744 MPa 수직응력 [지점부 보강재 검토 참조]

$$\left(\frac{f_v}{f_a}\right)^2 - \left(\frac{f_v}{f_a}\right)\cdot\left(\frac{f_l}{f_a}\right) + \left(\frac{f_l}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2$$

(152.74/215.0)² - (152.74/215.0)×(101.19/215.0) + (101.19/215.0)² + (47.94/125.0)² = 0.539

∴ 2축 응력 = 0.539 ≤ 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	1,106.0	3.822E+06	4.228E+09	4.147E+04
Diaphragm	1 - 950.0 × 26.0	24,700.0	475.0	1.173E+07	5.573E+09	1.858E+09
Diaphragm	1 - 400.0 × 26.0	10,400.0	-900.0	-9.360E+06	8.424E+09	1.387E+08
LOWER FL.	1 - 384.0 × 16.0	6,144.0	-1,108.0	-6.808E+06	7.543E+09	1.311E+05
합 계		44,700.0	-427.0	-6.127E+05	2.577E+10	1.996E+09

$e = \Sigma A_s \cdot Y / \Sigma A_s$ = -612,716.0 / 44,700.0 = -13.707 mm

$I_{33} = \Sigma I_{xo} + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot e^2$ = 1,996,485,044.0+25,767,208,732.0-44,700.0×-13.7² = 2.776E+10 mm^4

- 응력 계산

f_l = (2,207.362 / 27,755,295,098.2)×(2,200.0/2 + 12.0 + -13.7) = 87.347 MPa

∴ f_l = 87.347 MPa ≤ f_a = 215.000 MPa ····· O.K !!

υ = 2,742.065 / (24,700.0 + 10,400.0) = 78.122 MPa

∴ υ = 78.122 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	4790181.2	0.27	충복판식	1.388E+14	1.514E+15	O.K
	G2	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	4790191.6	0.27	충복판식	1.388E+14	1.514E+15	O.K
A1	G1	6000.0	4349.7	O.K	350000.0	3840000.0	0.30	충복판식	7.204E+13	1.942E+15	O.K
	G2	6000.0	4344.6	O.K	350000.0	3840000.0	0.30	충복판식	7.204E+13	1.942E+15	O.K
P1	G1	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	5280000.0	0.26	충복판식	1.743E+14	4.338E+15	O.K
	G2	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	5280000.0	0.26	충복판식	1.743E+14	4.338E+15	O.K
P2	G1	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	5280000.0	0.26	충복판식	1.660E+14	4.338E+15	O.K
	G2	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	5280000.0	0.26	충복판식	1.660E+14	4.338E+15	O.K
P3	G1	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	5280000.0	0.26	충복판식	1.743E+14	4.338E+15	O.K
	G2	6000.0	5000.0	O.K	350000.0	5280000.0	0.26	충복판식	1.743E+14	4.338E+15	O.K
A2	G1	6000.0	4349.6	O.K	350000.0	3840000.0	0.30	충복판식	7.204E+13	1.942E+15	O.K
	G2	6000.0	4341.6	O.K	350000.0	3840000.0	0.30	충복판식	7.204E+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
A1	G1	96.9	96.1	215.0	O.K	37.2	99.3	125.0	O.K	0.25	1.2	O.K
	G2	96.0	96.4	215.0	O.K	36.9	98.4	125.0	O.K	0.24	1.2	O.K
P1	G1	86.1	73.4	215.0	O.K	40.8	66.5	125.0	O.K	0.44	1.2	O.K
	G2	101.2	87.3	215.0	O.K	47.9	78.1	125.0	O.K	0.54	1.2	O.K
P2	G1	74.5	63.6	215.0	O.K	34.5	56.2	125.0	O.K	0.32	1.2	O.K
	G2	87.7	75.8	215.0	O.K	40.6	66.2	125.0	O.K	0.44	1.2	O.K
P3	G1	86.5	73.8	215.0	O.K	41.0	66.8	125.0	O.K	0.45	1.2	O.K
	G2	100.7	86.9	215.0	O.K	47.7	77.7	125.0	O.K	0.53	1.2	O.K
A2	G1	98.1	97.2	215.0	O.K	37.7	100.5	125.0	O.K	0.25	1.2	O.K
	G2	94.9	95.3	215.0	O.K	36.5	97.2	125.0	O.K	0.24	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)
2	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	238.1	299.1	537.2	239.4
3	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	152.5	177.0	329.5	146.8
5	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	43.9	58.6	102.5	45.7
7	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	246.0	296.4	542.4	241.7
13	7	51,130.0	838.3	4.286E+07	9.735E+10	186.7	224.4	411.2	181.0
16	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	115.6	135.5	251.1	111.9
22	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	115.7	135.6	251.3	112.0
25	7	51,130.0	838.3	4.286E+07	9.735E+10	186.6	224.3	410.9	180.9
31	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	245.7	296.0	541.7	241.4
33	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	43.8	58.3	102.1	45.5
35	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	152.2	176.7	328.9	146.6
36	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	237.4	298.1	535.4	238.6
39	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	245.0	306.9	551.8	245.9
40	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	153.9	179.9	333.8	148.8
42	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	44.2	60.7	104.8	46.7
44	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	247.2	299.4	546.5	243.6
50	7	51,130.0	838.3	4.286E+07	9.735E+10	187.6	226.8	414.4	182.4
53	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	116.0	137.2	253.2	112.8
59	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	116.0	137.3	253.3	112.9
62	7	51,130.0	838.3	4.286E+07	9.735E+10	187.5	226.7	414.2	182.4
68	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	246.8	298.8	545.6	243.2
70	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	43.8	60.1	103.9	46.3
72	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	154.3	180.3	334.6	149.1
73	2	51,130.0	790.1	4.040E+07	9.064E+10	245.5	307.4	552.9	246.4

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)

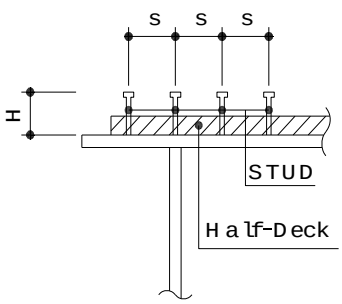
d_{v2c} = 합성단면의 도심에서 바닥판콘크리트 도심까지의 거리 (mm)

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)
2	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	242.9	544.3	787.3	421.7
3	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	144.0	476.6	620.6	332.4
5	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	47.2	397.2	444.4	238.0
7	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	247.4	524.8	772.3	413.6
13	7	51,130.0	401.6	122,140.0	516.7	8.364E+07	1.580E+11	186.0	489.6	675.6	357.6
16	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	103.4	494.1	597.5	320.0
22	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	103.5	494.3	597.8	320.2
25	7	51,130.0	401.6	122,140.0	516.7	8.364E+07	1.580E+11	185.9	489.6	675.5	357.6
31	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	247.1	525.6	772.7	413.8
33	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	46.9	397.8	444.8	238.2
35	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	143.8	476.4	620.2	332.2
36	2	51,130.0	364.5	122,140.0	479.5	7.720E+07	1.441E+11	242.2	544.3	786.5	421.2
39	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	253.6	549.2	802.8	431.1
40	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	151.7	479.0	630.7	338.7
42	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	58.6	393.6	452.2	242.9
44	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	259.4	521.7	781.0	419.5
50	7	51,130.0	391.0	127,970.0	505.1	8.463E+07	1.594E+11	197.1	486.3	683.4	362.8
53	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	114.7	491.3	606.0	325.5
59	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	114.9	491.3	606.2	325.6
62	7	51,130.0	391.0	127,970.0	505.1	8.463E+07	1.594E+11	197.0	486.1	683.1	362.6
68	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	258.8	520.9	779.7	418.8
70	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	58.1	392.7	450.8	242.1
72	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	152.0	479.3	631.3	339.0
73	2	51,130.0	354.4	127,970.0	468.5	7.808E+07	1.454E+11	254.1	549.3	803.3	431.4

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	130.0	60.0	H : STUD 전체높이 D : Half-Deck의 높이 h : STUD 유효높이
일반부	190.0	130.0	60.0	

▪ 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 = 130.0 / 25.0 = 5.200 < 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 = 130.0 / 25.0 = 5.200 < 5.50

Q_a = 1.74 × dD × √(f_{ck}) = 39,986.9 N/본

$\sum Q_a$ = 39,986.9 × 8.0 = 319,895.1 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)					소요 간격 d_o	배치 간격	비 고
	$S_v(S_{v1})$	S_{sh}	S_{th}	S_v+S_{th}	$S_{sh}+S_{th}$			
2	239.4	0.0	0.0	239.4	0.0	1336.2mm	300.0mm	O.K !!
3	146.8	0.0	0.0	146.8	0.0	2178.4mm	300.0mm	O.K !!
5	45.7	0.0	0.0	45.7	0.0	7004.5mm	300.0mm	O.K !!
7	241.7	0.0	0.0	241.7	0.0	1323.4mm	300.0mm	O.K !!
13	181.0	0.0	0.0	181.0	0.0	1767.0mm	300.0mm	O.K !!
16	111.9	0.0	0.0	111.9	0.0	2858.8mm	300.0mm	O.K !!
22	112.0	0.0	0.0	112.0	0.0	2856.2mm	300.0mm	O.K !!
25	180.9	0.0	0.0	180.9	0.0	1768.0mm	300.0mm	O.K !!
31	241.4	0.0	0.0	241.4	0.0	1325.1mm	300.0mm	O.K !!
33	45.5	0.0	0.0	45.5	0.0	7028.3mm	300.0mm	O.K !!
35	146.6	0.0	0.0	146.6	0.0	2182.5mm	300.0mm	O.K !!
36	238.6	0.0	0.0	238.6	0.0	1340.5mm	300.0mm	O.K !!
39	245.9	0.0	0.0	245.9	0.0	1300.7mm	300.0mm	O.K !!
40	148.8	0.0	0.0	148.8	0.0	2150.0mm	300.0mm	O.K !!
42	46.7	0.0	0.0	46.7	0.0	6846.7mm	300.0mm	O.K !!
44	243.6	0.0	0.0	243.6	0.0	1313.3mm	300.0mm	O.K !!
50	182.4	0.0	0.0	182.4	0.0	1753.3mm	300.0mm	O.K !!
53	112.8	0.0	0.0	112.8	0.0	2835.2mm	300.0mm	O.K !!
59	112.9	0.0	0.0	112.9	0.0	2833.4mm	300.0mm	O.K !!
62	182.4	0.0	0.0	182.4	0.0	1754.0mm	300.0mm	O.K !!
68	243.2	0.0	0.0	243.2	0.0	1315.6mm	300.0mm	O.K !!
70	46.3	0.0	0.0	46.3	0.0	6906.9mm	300.0mm	O.K !!
72	149.1	0.0	0.0	149.1	0.0	2145.2mm	300.0mm	O.K !!
73	246.4	0.0	0.0	246.4	0.0	1298.2mm	300.0mm	O.K !!

▪ Half-Deck과 바닥판의 합성작용시

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요 간격 d_o	배치 간격	비 고
	$S_v(S_{v1}+S_{v2})$	S_s	S_t	S_v+S_t	S_s+S_t			
2	661.1	0.0	0.0	661.1	0.0	373.4mm	300.0mm	O.K !!
3	479.3	0.0	0.0	479.3	0.0	515.0mm	300.0mm	O.K !!
5	283.7	0.0	0.0	283.7	0.0	870.0mm	300.0mm	O.K !!
7	655.3	0.0	0.0	655.3	0.0	376.6mm	300.0mm	O.K !!
13	538.7	0.0	0.0	538.7	0.0	458.2mm	300.0mm	O.K !!
16	431.9	0.0	0.0	431.9	0.0	571.4mm	300.0mm	O.K !!
22	432.2	0.0	0.0	432.2	0.0	571.1mm	300.0mm	O.K !!
25	538.5	0.0	0.0	538.5	0.0	458.3mm	300.0mm	O.K !!
31	655.3	0.0	0.0	655.3	0.0	376.7mm	300.0mm	O.K !!
33	283.7	0.0	0.0	283.7	0.0	869.9mm	300.0mm	O.K !!
35	478.8	0.0	0.0	478.8	0.0	515.5mm	300.0mm	O.K !!
36	659.9	0.0	0.0	659.9	0.0	374.0mm	300.0mm	O.K !!
39	677.1	0.0	0.0	677.1	0.0	364.5mm	300.0mm	O.K !!
40	487.5	0.0	0.0	487.5	0.0	506.3mm	300.0mm	O.K !!
42	289.6	0.0	0.0	289.6	0.0	852.3mm	300.0mm	O.K !!
44	663.1	0.0	0.0	663.1	0.0	372.2mm	300.0mm	O.K !!
50	545.2	0.0	0.0	545.2	0.0	452.7mm	300.0mm	O.K !!
53	438.3	0.0	0.0	438.3	0.0	563.1mm	300.0mm	O.K !!
59	438.5	0.0	0.0	438.5	0.0	562.9mm	300.0mm	O.K !!
62	545.0	0.0	0.0	545.0	0.0	452.9mm	300.0mm	O.K !!
68	661.9	0.0	0.0	661.9	0.0	372.9mm	300.0mm	O.K !!
70	288.4	0.0	0.0	288.4	0.0	855.8mm	300.0mm	O.K !!
72	488.2	0.0	0.0	488.2	0.0	505.6mm	300.0mm	O.K !!
73	677.9	0.0	0.0	677.9	0.0	364.1mm	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 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 · 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 !!

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	
2	1.441E+11	7.720E+07	6.590E+05	353.0	8.0	1.950E+05	552.5mm	300.0mm	O.K !!	
3	1.441E+11	7.720E+07	7.217E+05	386.5	8.0	1.950E+05	504.5mm	300.0mm	O.K !!	
5	1.441E+11	7.720E+07	7.139E+05	382.4	8.0	1.950E+05	510.0mm	300.0mm	O.K !!	
7	1.441E+11	7.720E+07	7.373E+05	394.9	8.0	1.950E+05	493.8mm	300.0mm	O.K !!	
13	1.580E+11	8.364E+07	7.210E+05	381.7	8.0	1.950E+05	510.9mm	300.0mm	O.K !!	
16	1.441E+11	7.720E+07	7.321E+05	392.1	8.0	1.950E+05	497.3mm	300.0mm	O.K !!	
22	1.441E+11	7.720E+07	7.320E+05	392.1	8.0	1.950E+05	497.4mm	300.0mm	O.K !!	
25	1.580E+11	8.364E+07	7.210E+05	381.7	8.0	1.950E+05	510.9mm	300.0mm	O.K !!	
31	1.441E+11	7.720E+07	7.373E+05	394.9	8.0	1.950E+05	493.8mm	300.0mm	O.K !!	
33	1.441E+11	7.720E+07	7.140E+05	382.4	8.0	1.950E+05	509.9mm	300.0mm	O.K !!	
35	1.441E+11	7.720E+07	7.215E+05	386.4	8.0	1.950E+05	504.6mm	300.0mm	O.K !!	
36	1.441E+11	7.720E+07	6.582E+05	352.5	8.0	1.950E+05	553.1mm	300.0mm	O.K !!	
39	1.454E+11	7.808E+07	6.624E+05	355.7	8.0	1.950E+05	548.1mm	300.0mm	O.K !!	
40	1.454E+11	7.808E+07	7.203E+05	386.9	8.0	1.950E+05	504.1mm	300.0mm	O.K !!	
42	1.454E+11	7.808E+07	7.110E+05	381.8	8.0	1.950E+05	510.7mm	300.0mm	O.K !!	
44	1.454E+11	7.808E+07	7.358E+05	395.2	8.0	1.950E+05	493.4mm	300.0mm	O.K !!	
50	1.594E+11	8.463E+07	7.193E+05	381.8	8.0	1.950E+05	510.7mm	300.0mm	O.K !!	
53	1.454E+11	7.808E+07	7.302E+05	392.1	8.0	1.950E+05	497.3mm	300.0mm	O.K !!	
59	1.454E+11	7.808E+07	7.301E+05	392.1	8.0	1.950E+05	497.3mm	300.0mm	O.K !!	
62	1.594E+11	8.463E+07	7.194E+05	381.8	8.0	1.950E+05	510.7mm	300.0mm	O.K !!	
68	1.454E+11	7.808E+07	7.355E+05	395.0	8.0	1.950E+05	493.7mm	300.0mm	O.K !!	
70	1.454E+11	7.808E+07	7.105E+05	381.6	8.0	1.950E+05	511.1mm	300.0mm	O.K !!	
72	1.454E+11	7.808E+07	7.198E+05	386.6	8.0	1.950E+05	504.4mm	300.0mm	O.K !!	
73	1.454E+11	7.808E+07	6.620E+05	355.6	8.0	1.950E+05	548.4mm	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	
2	1.441E+11	7.720E+07	6.334E+05	339.3	8.0	3.700E+05	1090.6mm	300.0mm	O.K !!	
3	1.441E+11	7.720E+07	6.220E+05	333.1	8.0	3.700E+05	1110.6mm	300.0mm	O.K !!	
5	1.441E+11	7.720E+07	5.934E+05	317.8	8.0	3.700E+05	1164.1mm	300.0mm	O.K !!	
7	1.441E+11	7.720E+07	6.483E+05	347.2	8.0	3.700E+05	1065.6mm	300.0mm	O.K !!	
13	1.580E+11	8.364E+07	6.999E+05	370.5	8.0	3.700E+05	998.7mm	300.0mm	O.K !!	
16	1.441E+11	7.720E+07	7.091E+05	379.8	8.0	3.700E+05	974.3mm	300.0mm	O.K !!	
22	1.441E+11	7.720E+07	7.090E+05	379.8	8.0	3.700E+05	974.3mm	300.0mm	O.K !!	
25	1.580E+11	8.364E+07	6.998E+05	370.4	8.0	3.700E+05	998.8mm	300.0mm	O.K !!	
31	1.441E+11	7.720E+07	6.483E+05	347.2	8.0	3.700E+05	1065.6mm	300.0mm	O.K !!	
33	1.441E+11	7.720E+07	5.934E+05	317.8	8.0	3.700E+05	1164.1mm	300.0mm	O.K !!	
35	1.441E+11	7.720E+07	6.217E+05	333.0	8.0	3.700E+05	1111.1mm	300.0mm	O.K !!	
36	1.441E+11	7.720E+07	6.328E+05	338.9	8.0	3.700E+05	1091.7mm	300.0mm	O.K !!	
39	1.454E+11	7.808E+07	6.365E+05	341.8	8.0	3.700E+05	1082.4mm	300.0mm	O.K !!	
40	1.454E+11	7.808E+07	6.232E+05	334.7	8.0	3.700E+05	1105.5mm	300.0mm	O.K !!	
42	1.454E+11	7.808E+07	5.906E+05	317.2	8.0	3.700E+05	1166.6mm	300.0mm	O.K !!	
44	1.454E+11	7.808E+07	6.462E+05	347.0	8.0	3.700E+05	1066.2mm	300.0mm	O.K !!	
50	1.594E+11	8.463E+07	6.961E+05	369.5	8.0	3.700E+05	1001.3mm	300.0mm	O.K !!	
53	1.454E+11	7.808E+07	7.054E+05	378.8	8.0	3.700E+05	976.7mm	300.0mm	O.K !!	
59	1.454E+11	7.808E+07	7.052E+05	378.8	8.0	3.700E+05	976.9mm	300.0mm	O.K !!	
62	1.594E+11	8.463E+07	6.961E+05	369.5	8.0	3.700E+05	1001.4mm	300.0mm	O.K !!	
68	1.454E+11	7.808E+07	6.458E+05	346.8	8.0	3.700E+05	1066.8mm	300.0mm	O.K !!	
70	1.454E+11	7.808E+07	5.903E+05	317.0	8.0	3.700E+05	1167.1mm	300.0mm	O.K !!	
72	1.454E+11	7.808E+07	6.232E+05	334.7	8.0	3.700E+05	1105.5mm	300.0mm	O.K !!	
73	1.454E+11	7.808E+07	6.367E+05	341.9	8.0	3.700E+05	1082.0mm	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	86,480.0	0.0	2.811E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	770	O.K
5 ~ 10	4,500.0	86,480.0	25,785.0	2.811E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	880	O.K
10 ~ 15	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
15 ~ 19	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	693	O.K
19 ~ 23	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	704	O.K
23 ~ 28	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
28 ~ 33	4,500.0	86,480.0	25,785.0	2.811E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	880	O.K
33 ~ 37	4,500.0	86,480.0	0.0	2.811E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	748	O.K
38 ~ 42	4,500.0	86,480.0	0.0	2.811E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	781	O.K
42 ~ 47	4,500.0	86,480.0	25,785.0	2.811E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
47 ~ 52	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	935	O.K
52 ~ 56	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	715	O.K
56 ~ 60	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	693	O.K
60 ~ 65	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
65 ~ 70	4,500.0	86,480.0	25,785.0	2.811E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	880	O.K
70 ~ 74	4,500.0	86,480.0	0.0	2.811E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	748	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)

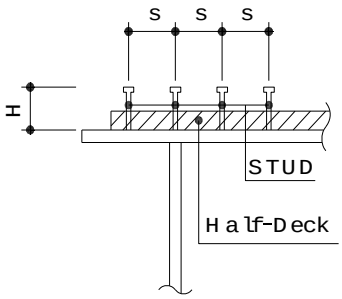
I_v = 합성 단면의 단면2차모멘트 (mm^4)

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)
2	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	242.9	544.3	787.3	319.9
3	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	144.0	476.6	620.6	252.2
5	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	47.2	397.2	444.4	180.6
7	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	247.4	524.8	772.3	313.8
13	7	122,140.0	516.7	6.310E+07	1.580E+11	186.0	489.6	675.6	269.8
16	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	103.4	494.1	597.5	242.8
22	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	103.5	494.3	597.8	242.9
25	7	122,140.0	516.7	6.310E+07	1.580E+11	185.9	489.6	675.5	269.8
31	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	247.1	525.6	772.7	314.0
33	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	46.9	397.8	444.8	180.7
35	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	143.8	476.4	620.2	252.0
36	2	122,140.0	479.5	5.857E+07	1.441E+11	242.2	544.3	786.5	319.6
39	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	253.6	549.2	802.8	331.1
40	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	151.7	479.0	630.7	260.1
42	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	58.6	393.6	452.2	186.5
44	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	259.4	521.7	781.0	322.1
50	7	127,970.0	505.1	6.464E+07	1.594E+11	197.1	486.3	683.4	277.1
53	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	114.7	491.3	606.0	250.0
59	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	114.9	491.3	606.2	250.0
62	7	127,970.0	505.1	6.464E+07	1.594E+11	197.0	486.1	683.1	276.9
68	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	258.8	520.9	779.7	321.6
70	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	58.1	392.7	450.8	185.9
72	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	152.0	479.3	631.3	260.4
73	2	127,970.0	468.5	5.996E+07	1.454E+11	254.1	549.3	803.3	331.3

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	130.0	60.0	H : STUD 전체높이 D : Half-Deck의 높이 h : STUD 유효높이
일반부	190.0	130.0	60.0	

▪ 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 = 60.0 / 25.0 = 2.400 < 5.50

Q_a = 1.74 × dh × √(f_{ck}) = 0.0 N/본 ∵ f_{ck} = 27.0 MPa

ΣQ_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 = 60.0 / 25.0 = 2.400 < 5.50

Q_a = 1.74 × dh × √(f_{ck}) = 13,562.0 N/본

ΣQ_a = 13,562.0 × 8.0 = 108,495.7 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}	$S_{sh}+S_{th}$			
2	319.9	0.0	0.0	319.9	0.0	339.2mm	300.0mm	O.K !!
3	252.2	0.0	0.0	252.2	0.0	430.2mm	300.0mm	O.K !!
5	180.6	0.0	0.0	180.6	0.0	600.9mm	300.0mm	O.K !!
7	313.8	0.0	0.0	313.8	0.0	345.8mm	300.0mm	O.K !!
13	269.8	0.0	0.0	269.8	0.0	402.1mm	300.0mm	O.K !!
16	242.8	0.0	0.0	242.8	0.0	446.9mm	300.0mm	O.K !!
22	242.9	0.0	0.0	242.9	0.0	446.7mm	300.0mm	O.K !!
25	269.8	0.0	0.0	269.8	0.0	402.2mm	300.0mm	O.K !!
31	314.0	0.0	0.0	314.0	0.0	345.6mm	300.0mm	O.K !!
33	180.7	0.0	0.0	180.7	0.0	600.4mm	300.0mm	O.K !!
35	252.0	0.0	0.0	252.0	0.0	430.5mm	300.0mm	O.K !!
36	319.6	0.0	0.0	319.6	0.0	339.5mm	300.0mm	O.K !!
39	331.1	0.0	0.0	331.1	0.0	327.7mm	300.0mm	O.K !!
40	260.1	0.0	0.0	260.1	0.0	417.1mm	300.0mm	O.K !!
42	186.5	0.0	0.0	186.5	0.0	581.7mm	300.0mm	O.K !!
44	322.1	0.0	0.0	322.1	0.0	336.8mm	300.0mm	O.K !!
50	277.1	0.0	0.0	277.1	0.0	391.6mm	300.0mm	O.K !!
53	250.0	0.0	0.0	250.0	0.0	434.1mm	300.0mm	O.K !!
59	250.0	0.0	0.0	250.0	0.0	434.0mm	300.0mm	O.K !!
62	276.9	0.0	0.0	276.9	0.0	391.8mm	300.0mm	O.K !!
68	321.6	0.0	0.0	321.6	0.0	337.4mm	300.0mm	O.K !!
70	185.9	0.0	0.0	185.9	0.0	583.6mm	300.0mm	O.K !!
72	260.4	0.0	0.0	260.4	0.0	416.7mm	300.0mm	O.K !!
73	331.3	0.0	0.0	331.3	0.0	327.5mm	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 · 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
2	1.441E+11	5.857E+07	6.590E+05	267.8	8.0	1.950E+05	728.2mm	300.0mm	O.K !!
3	1.441E+11	5.857E+07	7.217E+05	293.2	8.0	1.950E+05	665.0mm	300.0mm	O.K !!
5	1.441E+11	5.857E+07	7.139E+05	290.1	8.0	1.950E+05	672.2mm	300.0mm	O.K !!
7	1.441E+11	5.857E+07	7.373E+05	299.6	8.0	1.950E+05	650.9mm	300.0mm	O.K !!
13	1.580E+11	6.310E+07	7.210E+05	288.0	8.0	1.950E+05	677.2mm	300.0mm	O.K !!
16	1.441E+11	5.857E+07	7.321E+05	297.5	8.0	1.950E+05	655.6mm	300.0mm	O.K !!
22	1.441E+11	5.857E+07	7.320E+05	297.4	8.0	1.950E+05	655.6mm	300.0mm	O.K !!
25	1.580E+11	6.310E+07	7.210E+05	288.0	8.0	1.950E+05	677.2mm	300.0mm	O.K !!
31	1.441E+11	5.857E+07	7.373E+05	299.6	8.0	1.950E+05	650.9mm	300.0mm	O.K !!
33	1.441E+11	5.857E+07	7.140E+05	290.1	8.0	1.950E+05	672.2mm	300.0mm	O.K !!
35	1.441E+11	5.857E+07	7.215E+05	293.2	8.0	1.950E+05	665.2mm	300.0mm	O.K !!
36	1.441E+11	5.857E+07	6.582E+05	267.5	8.0	1.950E+05	729.1mm	300.0mm	O.K !!
39	1.454E+11	5.996E+07	6.624E+05	273.2	8.0	1.950E+05	713.8mm	300.0mm	O.K !!
40	1.454E+11	5.996E+07	7.203E+05	297.1	8.0	1.950E+05	656.4mm	300.0mm	O.K !!
42	1.454E+11	5.996E+07	7.110E+05	293.2	8.0	1.950E+05	665.0mm	300.0mm	O.K !!
44	1.454E+11	5.996E+07	7.358E+05	303.5	8.0	1.950E+05	642.6mm	300.0mm	O.K !!
50	1.594E+11	6.464E+07	7.193E+05	291.6	8.0	1.950E+05	668.6mm	300.0mm	O.K !!
53	1.454E+11	5.996E+07	7.302E+05	301.1	8.0	1.950E+05	647.5mm	300.0mm	O.K !!
59	1.454E+11	5.996E+07	7.301E+05	301.1	8.0	1.950E+05	647.6mm	300.0mm	O.K !!
62	1.594E+11	6.464E+07	7.194E+05	291.6	8.0	1.950E+05	668.6mm	300.0mm	O.K !!
68	1.454E+11	5.996E+07	7.355E+05	303.3	8.0	1.950E+05	642.9mm	300.0mm	O.K !!
70	1.454E+11	5.996E+07	7.105E+05	293.0	8.0	1.950E+05	665.5mm	300.0mm	O.K !!
72	1.454E+11	5.996E+07	7.198E+05	296.9	8.0	1.950E+05	656.9mm	300.0mm	O.K !!
73	1.454E+11	5.996E+07	6.620E+05	273.0	8.0	1.950E+05	714.2mm	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
2	1.441E+11	5.857E+07	6.334E+05	257.4	8.0	3.700E+05	1437.6mm	300.0mm	O.K !!
3	1.441E+11	5.857E+07	6.220E+05	252.7	8.0	3.700E+05	1464.0mm	300.0mm	O.K !!
5	1.441E+11	5.857E+07	5.934E+05	241.1	8.0	3.700E+05	1534.5mm	300.0mm	O.K !!
7	1.441E+11	5.857E+07	6.483E+05	263.4	8.0	3.700E+05	1404.6mm	300.0mm	O.K !!
13	1.580E+11	6.310E+07	6.999E+05	279.5	8.0	3.700E+05	1323.7mm	300.0mm	O.K !!
16	1.441E+11	5.857E+07	7.091E+05	288.1	8.0	3.700E+05	1284.2mm	300.0mm	O.K !!
22	1.441E+11	5.857E+07	7.090E+05	288.1	8.0	3.700E+05	1284.3mm	300.0mm	O.K !!
25	1.580E+11	6.310E+07	6.998E+05	279.5	8.0	3.700E+05	1323.8mm	300.0mm	O.K !!
31	1.441E+11	5.857E+07	6.483E+05	263.4	8.0	3.700E+05	1404.7mm	300.0mm	O.K !!
33	1.441E+11	5.857E+07	5.934E+05	241.1	8.0	3.700E+05	1534.5mm	300.0mm	O.K !!
35	1.441E+11	5.857E+07	6.217E+05	252.6	8.0	3.700E+05	1464.7mm	300.0mm	O.K !!
36	1.441E+11	5.857E+07	6.328E+05	257.1	8.0	3.700E+05	1439.1mm	300.0mm	O.K !!
39	1.454E+11	5.996E+07	6.365E+05	262.5	8.0	3.700E+05	1409.5mm	300.0mm	O.K !!
40	1.454E+11	5.996E+07	6.232E+05	257.0	8.0	3.700E+05	1439.6mm	300.0mm	O.K !!
42	1.454E+11	5.996E+07	5.906E+05	243.6	8.0	3.700E+05	1519.1mm	300.0mm	O.K !!
44	1.454E+11	5.996E+07	6.462E+05	266.5	8.0	3.700E+05	1388.3mm	300.0mm	O.K !!
50	1.594E+11	6.464E+07	6.961E+05	282.2	8.0	3.700E+05	1310.9mm	300.0mm	O.K !!
53	1.454E+11	5.996E+07	7.054E+05	290.9	8.0	3.700E+05	1271.8mm	300.0mm	O.K !!
59	1.454E+11	5.996E+07	7.052E+05	290.9	8.0	3.700E+05	1272.1mm	300.0mm	O.K !!
62	1.594E+11	6.464E+07	6.961E+05	282.2	8.0	3.700E+05	1311.1mm	300.0mm	O.K !!
68	1.454E+11	5.996E+07	6.458E+05	266.3	8.0	3.700E+05	1389.2mm	300.0mm	O.K !!
70	1.454E+11	5.996E+07	5.903E+05	243.5	8.0	3.700E+05	1519.8mm	300.0mm	O.K !!
72	1.454E+11	5.996E+07	6.232E+05	257.0	8.0	3.700E+05	1439.5mm	300.0mm	O.K !!
73	1.454E+11	5.996E+07	6.367E+05	262.6	8.0	3.700E+05	1409.0mm	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	86,480.0	0.0	3.070E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	770	O.K
5 ~ 10	4,500.0	86,480.0	25,785.0	3.070E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	880	O.K
10 ~ 15	4,500.0	113,880.0	25,785.0	4.043E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
15 ~ 19	4,500.0	113,880.0	25,785.0	4.043E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	693	O.K
19 ~ 23	4,500.0	113,880.0	25,785.0	4.043E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	704	O.K
23 ~ 28	4,500.0	113,880.0	25,785.0	4.043E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
28 ~ 33	4,500.0	86,480.0	25,785.0	3.070E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	880	O.K
33 ~ 37	4,500.0	86,480.0	0.0	3.070E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	748	O.K
38 ~ 42	4,500.0	86,480.0	0.0	3.070E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	781	O.K
42 ~ 47	4,500.0	86,480.0	25,785.0	3.070E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
47 ~ 52	4,500.0	113,880.0	25,785.0	4.043E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	935	O.K
52 ~ 56	4,500.0	113,880.0	25,785.0	4.043E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	715	O.K
56 ~ 60	4,500.0	113,880.0	25,785.0	4.043E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	693	O.K
60 ~ 65	4,500.0	113,880.0	25,785.0	4.043E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	891	O.K
65 ~ 70	4,500.0	86,480.0	25,785.0	3.070E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	60	880	O.K
70 ~ 74	4,500.0	86,480.0	0.0	3.070E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	748	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/㎜)

V = 합성후 하중에 의한 수직전단력[활하중 포함] (N)

Q_{vc} = 정모멘트부 콘크리트의 환산단면 또는 부모멘트부 철근면적의 합성단면 중립축에 대한 단면1차모멘트 (㎜^{3})

A_c = 바닥판 콘크리트 또는 철근의 단면적 (㎜^{2})

I_v = 합성단면의 단면2차모멘트 (㎜^{4})

d_{vc} = 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 또는 철근 도심까지 거리(㎜)

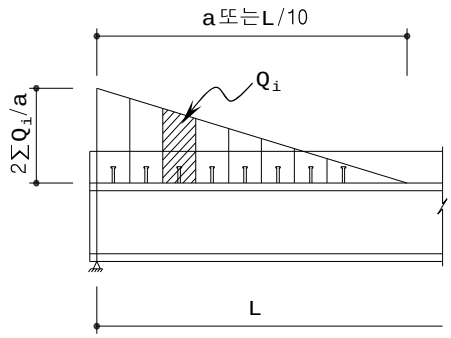
※ V_d : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력, V_A : 합성후 고정하중에 의한 수직전단력을 제외한 전단력
(충격계수를 포함한 활하중 포함)

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	298.7	8.450E+07	1.478E+11	308.1	684.6	992.7	567.6
4	3	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	42.8	416.3	459.1	224.0
6	3	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	147.7	462.6	610.3	297.8
8	4	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	343.0	583.6	926.7	435.0
9	5	147,000.0	610.9	8.980E+07	2.136E+11	423.6	684.1	1,107.7	465.6
10	6	137,590.0	684.9	9.424E+07	2.464E+11	454.0	887.3	1,341.3	512.9
11	5	146,860.0	611.0	8.973E+07	2.135E+11	361.7	688.3	1,050.0	441.4
12	4	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	281.0	575.2	856.2	402.0
14	3	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	86.4	419.9	506.3	247.1
15	3	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	3.6	426.4	430.0	209.8
17	4	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	199.4	562.3	761.6	357.5
18	8	146,940.0	619.1	9.097E+07	2.125E+11	281.7	660.1	941.8	403.2
19	9	137,750.0	693.9	9.558E+07	2.454E+11	318.7	860.4	1,179.1	459.3
20	8	146,940.0	619.1	9.097E+07	2.125E+11	281.9	660.2	942.1	403.3
21	4	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	199.5	562.5	761.9	357.7
23	3	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	3.7	426.5	430.2	210.0
24	3	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	86.2	419.9	506.1	247.0
26	4	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	280.9	575.4	856.4	402.0
27	5	146,860.0	611.0	8.973E+07	2.135E+11	362.1	688.9	1,051.0	441.8
28	6	137,590.0	684.9	9.424E+07	2.464E+11	455.1	888.2	1,343.3	513.7
29	5	147,000.0	610.9	8.980E+07	2.136E+11	423.7	684.9	1,108.6	466.0
30	4	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	342.8	584.5	927.3	435.3
32	3	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	147.4	463.2	610.6	298.0
34	3	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	43.0	416.0	459.0	224.0
37	1	282,860.0	298.7	8.450E+07	1.478E+11	308.0	686.0	994.0	568.3
38	1	293,540.0	290.8	8.536E+07	1.489E+11	363.1	676.9	1,040.0	596.3
41	3	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	52.1	415.8	467.9	230.0
43	3	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	158.6	459.8	618.3	303.9
45	4	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	364.2	580.1	944.3	446.6
46	5	152,200.0	599.7	9.127E+07	2.155E+11	543.6	724.2	1,267.7	536.8
47	6	141,980.0	673.9	9.569E+07	2.485E+11	654.0	889.2	1,543.2	594.2
48	5	152,060.0	599.8	9.121E+07	2.154E+11	481.4	727.8	1,209.1	512.0
49	4	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	302.5	571.6	874.2	413.4
51	3	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	96.3	416.9	513.3	252.3
52	3	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	14.1	423.8	437.9	215.2
54	4	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	219.3	559.4	778.6	368.2
55	8	152,130.0	607.6	9.244E+07	2.145E+11	390.5	694.4	1,084.9	467.6
56	9	142,160.0	682.6	9.704E+07	2.475E+11	501.0	861.7	1,362.7	534.3
57	8	152,130.0	607.6	9.244E+07	2.145E+11	390.5	694.2	1,084.7	467.5

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)
58	4	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	219.4	559.4	778.8	368.3
60	3	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	14.3	423.9	438.1	215.3
61	3	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	96.2	416.7	512.9	252.1
63	4	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	302.4	571.4	873.7	413.2
64	5	152,060.0	599.8	9.121E+07	2.154E+11	479.3	726.7	1,206.1	510.7
65	6	141,980.0	673.9	9.569E+07	2.485E+11	652.0	887.3	1,539.3	592.7
66	5	152,200.0	599.7	9.127E+07	2.155E+11	541.5	722.2	1,263.7	535.1
67	4	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	363.5	579.5	943.0	446.0
69	3	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	158.1	458.9	617.0	303.2
71	3	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	52.4	416.3	468.8	230.4
74	1	293,540.0	290.8	8.536E+07	1.489E+11	362.5	675.7	1,038.2	595.3

2) 건조수축 및 온도차에 의한 수평전단력

(☞ 도.설.해 3.9.5.3)



주거더 간격 a = 2.200 m (시점부)

L / 10 = 180.000 / 10 = 18.000 m

∴ 전단 분포폭 = 2.200 m (시점부)

주거더 간격 a = 2.200 m (종점부)

L / 10 = 180.000 / 10 = 18.000 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 = 109,080.0 mm^2 I_s = 5.253E+10 mm^4

A_c = 1,980,000.0 mm^2 I_c = 3.194E+10 mm^4

d = 1,073.4 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/(21×109,080)} + {(1,980,000×1,073²)

/ (31,944,000,000 + 21.0×52,526,193,329)}] = 0.258

$N_{cs} = p_2 \cdot F_2$ = 5,218,714.3 × 0.258 = 1.347E+06 N

$S_s = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 1,347,030.5 / 2.200 = 1,224.6 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 = 109,080.0 mm^2 I_s = 5.253E+10 mm^4

A_c = 2,054,800.0 mm^2 I_c = 3.315E+10 mm^4

d = 1,073.4 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/(21×109,080)} + {(2,054,800×1,073²)

/ (33,150,773,333 + 21.0×52,526,193,329)}] = 0.251

$N_{cs} = p_2 \cdot F_2$ = 5,415,865.7 × 0.251 = 1.361E+06 N

$S_s = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 1,360,564.2 / 2.200 = 1,236.9 N/mm

▪ 온도차에 의한 전단력 (시점부)

n = 7.0

A_s = 109,080.0 mm^2 I_s = 5.253E+10 mm^4

A_c = 1,980,000.0 mm^2 I_c = 3.194E+10 mm^4

d = 1,073.4 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/(7×109,080)} + {(1,980,000×1,073²) / (31,944,000,000 + 7.0×52,526,193,329)}] = 0.108

$N_{cs} = p_1 \cdot F_2$ = 6,958,285.7 × 0.108 = 7.481E+05 N

$S_t = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 748,090.7 / 2.200 = 680.1 N/mm

▪ 온도차에 의한 전단력 (종점부)

n = 7.0

A_s = 109,080.0 mm^2 I_s = 5.253E+10 mm^4

A_c = 2,054,800.0 mm^2 I_c = 3.315E+10 mm^4

d = 1,073.4 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)

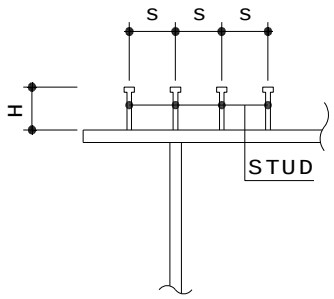
$$F_1 = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n \cdot A_s} + \frac{A_c \cdot d^2}{I_c + n \cdot I_s}}$$

F_1 = 1 + [1 + {2,054,800/(7×109,080)} + {(2,054,800×1,073²) / (33,150,773,333 + 7.0×52,526,193,329)}] = 0.104

$N_{cs} = p_1 \cdot F_2$ = 7,221,154.3 × 0.104 = 7.524E+05 N

$S_t = 2 \cdot N_{cs} / a$ = 2 × 752,425.6 / 2.200 = 684.0 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	567.6	1,224.6	680.1	1,247.7	1,904.7	178.2mm	150.0mm	O.K !!	A1
4	224.0	0.0	0.0	224.0	0.0	1514.9mm	300.0mm	O.K !!	
6	297.8	0.0	0.0	297.8	0.0	1139.5mm	300.0mm	O.K !!	
8	435.0	0.0	0.0	435.0	0.0	780.1mm	300.0mm	O.K !!	
9	465.6	0.0	0.0	465.6	0.0	728.8mm	300.0mm	O.K !!	
10	512.9	0.0	0.0	512.9	0.0	661.7mm	300.0mm	O.K !!	P1
11	441.4	0.0	0.0	441.4	0.0	768.9mm	300.0mm	O.K !!	
12	402.0	0.0	0.0	402.0	0.0	844.3mm	300.0mm	O.K !!	
14	247.1	0.0	0.0	247.1	0.0	1373.6mm	300.0mm	O.K !!	
15	209.8	0.0	0.0	209.8	0.0	1617.3mm	300.0mm	O.K !!	
17	357.5	0.0	0.0	357.5	0.0	949.2mm	300.0mm	O.K !!	
18	403.2	0.0	0.0	403.2	0.0	841.7mm	300.0mm	O.K !!	
19	459.3	0.0	0.0	459.3	0.0	738.9mm	300.0mm	O.K !!	P2
20	403.3	0.0	0.0	403.3	0.0	841.5mm	300.0mm	O.K !!	
21	357.7	0.0	0.0	357.7	0.0	948.8mm	300.0mm	O.K !!	
23	210.0	0.0	0.0	210.0	0.0	1616.4mm	300.0mm	O.K !!	
24	247.0	0.0	0.0	247.0	0.0	1374.1mm	300.0mm	O.K !!	
26	402.0	0.0	0.0	402.0	0.0	844.2mm	300.0mm	O.K !!	
27	441.8	0.0	0.0	441.8	0.0	768.2mm	300.0mm	O.K !!	
28	513.7	0.0	0.0	513.7	0.0	660.7mm	300.0mm	O.K !!	P3
29	466.0	0.0	0.0	466.0	0.0	728.2mm	300.0mm	O.K !!	
30	435.3	0.0	0.0	435.3	0.0	779.6mm	300.0mm	O.K !!	
32	298.0	0.0	0.0	298.0	0.0	1138.9mm	300.0mm	O.K !!	
34	224.0	0.0	0.0	224.0	0.0	1515.2mm	300.0mm	O.K !!	
37	568.3	0.0	0.0	568.3	0.0	597.2mm	150.0mm	O.K !!	A2
38	596.3	0.0	0.0	596.3	0.0	569.2mm	150.0mm	O.K !!	A1
41	230.0	0.0	0.0	230.0	0.0	1475.6mm	300.0mm	O.K !!	
43	303.9	0.0	0.0	303.9	0.0	1116.7mm	300.0mm	O.K !!	
45	446.6	0.0	0.0	446.6	0.0	759.9mm	300.0mm	O.K !!	
46	536.8	0.0	0.0	536.8	0.0	632.2mm	300.0mm	O.K !!	
47	594.2	0.0	0.0	594.2	0.0	571.1mm	300.0mm	O.K !!	P1
48	512.0	0.0	0.0	512.0	0.0	662.8mm	300.0mm	O.K !!	
49	413.4	0.0	0.0	413.4	0.0	820.9mm	300.0mm	O.K !!	
51	252.3	0.0	0.0	252.3	0.0	1345.3mm	300.0mm	O.K !!	
52	215.2	0.0	0.0	215.2	0.0	1576.8mm	300.0mm	O.K !!	
54	368.2	0.0	0.0	368.2	0.0	921.6mm	300.0mm	O.K !!	
55	467.6	0.0	0.0	467.6	0.0	725.8mm	300.0mm	O.K !!	
56	534.3	0.0	0.0	534.3	0.0	635.2mm	300.0mm	O.K !!	P2

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				
57	467.5	0.0	0.0	467.5	0.0	725.9mm	300.0mm	O.K !!	
58	368.3	0.0	0.0	368.3	0.0	921.4mm	300.0mm	O.K !!	
60	215.3	0.0	0.0	215.3	0.0	1576.0mm	300.0mm	O.K !!	
61	252.1	0.0	0.0	252.1	0.0	1346.1mm	300.0mm	O.K !!	
63	413.2	0.0	0.0	413.2	0.0	821.3mm	300.0mm	O.K !!	
64	510.7	0.0	0.0	510.7	0.0	664.5mm	300.0mm	O.K !!	
65	592.7	0.0	0.0	592.7	0.0	572.6mm	300.0mm	O.K !!	P3
66	535.1	0.0	0.0	535.1	0.0	634.2mm	300.0mm	O.K !!	
67	446.0	0.0	0.0	446.0	0.0	760.9mm	300.0mm	O.K !!	
69	303.2	0.0	0.0	303.2	0.0	1119.2mm	300.0mm	O.K !!	
71	230.4	0.0	0.0	230.4	0.0	1473.0mm	300.0mm	O.K !!	
74	595.3	1,236.9	684.0	1,279.3	1,920.9	176.7mm	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 : $5 \cdot d$ = 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	298.7	8.450E+07	1.478E+11	7.002E+05	400.4	11	2.681E+05	669.7mm	150.0mm	O.K
4	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	7.089E+05	345.9	11	2.681E+05	775.1mm	300.0mm	O.K
6	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	7.238E+05	353.2	11	2.681E+05	759.1mm	300.0mm	O.K
8	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.473E+05	350.8	11	2.681E+05	764.3mm	300.0mm	O.K
9	147,000.0	610.9	8.980E+07	2.136E+11	7.354E+05	309.1	11	2.681E+05	867.4mm	300.0mm	O.K
10	137,590.0	684.9	9.424E+07	2.464E+11	1.407E+06	538.0	11	2.681E+05	498.4mm	300.0mm	O.K
11	146,860.0	611.0	8.973E+07	2.135E+11	7.151E+05	300.6	11	2.681E+05	892.0mm	300.0mm	O.K
12	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.327E+05	344.0	11	2.681E+05	779.5mm	300.0mm	O.K
14	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	7.079E+05	345.5	11	2.681E+05	776.1mm	300.0mm	O.K
15	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	7.119E+05	347.4	11	2.681E+05	771.8mm	300.0mm	O.K
17	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.418E+05	348.2	11	2.681E+05	770.0mm	300.0mm	O.K
18	146,940.0	619.1	9.097E+07	2.125E+11	7.243E+05	310.1	11	2.681E+05	864.7mm	300.0mm	O.K
19	137,750.0	693.9	9.558E+07	2.454E+11	1.399E+06	545.1	11	2.681E+05	491.9mm	300.0mm	O.K
20	146,940.0	619.1	9.097E+07	2.125E+11	7.242E+05	310.1	11	2.681E+05	864.8mm	300.0mm	O.K
21	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.417E+05	348.2	11	2.681E+05	770.1mm	300.0mm	O.K
23	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	7.118E+05	347.4	11	2.681E+05	771.9mm	300.0mm	O.K
24	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	7.080E+05	345.5	11	2.681E+05	776.0mm	300.0mm	O.K
26	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.328E+05	344.0	11	2.681E+05	779.4mm	300.0mm	O.K
27	146,860.0	611.0	8.973E+07	2.135E+11	7.151E+05	300.6	11	2.681E+05	892.0mm	300.0mm	O.K
28	137,590.0	684.9	9.424E+07	2.464E+11	1.407E+06	538.1	11	2.681E+05	498.3mm	300.0mm	O.K
29	147,000.0	610.9	8.980E+07	2.136E+11	7.357E+05	309.3	11	2.681E+05	867.0mm	300.0mm	O.K
30	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.474E+05	350.8	11	2.681E+05	764.2mm	300.0mm	O.K
32	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	7.239E+05	353.2	11	2.681E+05	759.0mm	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
34	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	7.089E+05	346.0	11	2.681E+05	775.0mm	300.0mm	O.K
37	282,860.0	298.7	8.450E+07	1.478E+11	7.011E+05	400.9	11	2.681E+05	668.9mm	150.0mm	O.K
38	293,540.0	290.8	8.536E+07	1.489E+11	6.917E+05	396.6	11	2.681E+05	676.1mm	150.0mm	O.K
41	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	7.059E+05	346.9	11	2.681E+05	772.8mm	300.0mm	O.K
43	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	7.218E+05	354.8	11	2.681E+05	755.7mm	300.0mm	O.K
45	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.442E+05	352.0	11	2.681E+05	761.8mm	300.0mm	O.K
46	152,200.0	599.7	9.127E+07	2.155E+11	7.342E+05	310.9	11	2.681E+05	862.4mm	300.0mm	O.K
47	141,980.0	673.9	9.569E+07	2.485E+11	1.412E+06	543.5	11	2.681E+05	493.3mm	300.0mm	O.K
48	152,060.0	599.8	9.121E+07	2.154E+11	7.144E+05	302.5	11	2.681E+05	886.3mm	300.0mm	O.K
49	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.296E+05	345.1	11	2.681E+05	777.0mm	300.0mm	O.K
51	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	7.055E+05	346.8	11	2.681E+05	773.2mm	300.0mm	O.K
52	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	7.100E+05	349.0	11	2.681E+05	768.4mm	300.0mm	O.K
54	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.391E+05	349.5	11	2.681E+05	767.1mm	300.0mm	O.K
55	152,130.0	607.6	9.244E+07	2.145E+11	7.241E+05	312.1	11	2.681E+05	859.2mm	300.0mm	O.K
56	142,160.0	682.6	9.704E+07	2.475E+11	1.403E+06	550.1	11	2.681E+05	487.4mm	300.0mm	O.K
57	152,130.0	607.6	9.244E+07	2.145E+11	7.241E+05	312.1	11	2.681E+05	859.1mm	300.0mm	O.K
58	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.390E+05	349.5	11	2.681E+05	767.2mm	300.0mm	O.K
60	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	7.100E+05	349.0	11	2.681E+05	768.3mm	300.0mm	O.K
61	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	7.055E+05	346.7	11	2.681E+05	773.3mm	300.0mm	O.K
63	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.296E+05	345.1	11	2.681E+05	777.0mm	300.0mm	O.K
64	152,060.0	599.8	9.121E+07	2.154E+11	7.145E+05	302.6	11	2.681E+05	886.2mm	300.0mm	O.K
65	141,980.0	673.9	9.569E+07	2.485E+11	1.411E+06	543.5	11	2.681E+05	493.3mm	300.0mm	O.K
66	152,200.0	599.7	9.127E+07	2.155E+11	7.336E+05	310.6	11	2.681E+05	863.1mm	300.0mm	O.K
67	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.440E+05	351.9	11	2.681E+05	762.0mm	300.0mm	O.K
69	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	7.215E+05	354.6	11	2.681E+05	756.1mm	300.0mm	O.K
71	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	7.056E+05	346.8	11	2.681E+05	773.2mm	300.0mm	O.K
74	293,540.0	290.8	8.536E+07	1.489E+11	6.906E+05	395.9	11	2.681E+05	677.2mm	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	298.7	8.450E+07	1.478E+11	6.843E+05	391.3	11	5.088E+05	1300.3mm	150.0mm	O.K
4	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	5.956E+05	290.6	11	5.088E+05	1750.5mm	300.0mm	O.K
6	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	6.118E+05	298.6	11	5.088E+05	1703.9mm	300.0mm	O.K
8	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	6.990E+05	328.1	11	5.088E+05	1550.4mm	300.0mm	O.K
9	147,000.0	610.9	8.980E+07	2.136E+11	7.791E+05	327.5	11	5.088E+05	1553.4mm	300.0mm	O.K
10	137,590.0	684.9	9.424E+07	2.464E+11	1.641E+06	627.4	11	5.088E+05	810.9mm	300.0mm	O.K
11	146,860.0	611.0	8.973E+07	2.135E+11	8.036E+05	337.8	11	5.088E+05	1506.0mm	300.0mm	O.K
12	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.407E+05	347.7	11	5.088E+05	1463.2mm	300.0mm	O.K
14	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	6.795E+05	331.6	11	5.088E+05	1534.2mm	300.0mm	O.K
15	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	6.815E+05	332.6	11	5.088E+05	1529.7mm	300.0mm	O.K
17	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.504E+05	352.2	11	5.088E+05	1444.3mm	300.0mm	O.K
18	146,940.0	619.1	9.097E+07	2.125E+11	8.127E+05	347.9	11	5.088E+05	1462.3mm	300.0mm	O.K
19	137,750.0	693.9	9.558E+07	2.454E+11	1.574E+06	613.2	11	5.088E+05	829.7mm	300.0mm	O.K
20	146,940.0	619.1	9.097E+07	2.125E+11	8.126E+05	347.9	11	5.088E+05	1462.5mm	300.0mm	O.K
21	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.503E+05	352.2	11	5.088E+05	1444.5mm	300.0mm	O.K
23	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	6.815E+05	332.6	11	5.088E+05	1529.8mm	300.0mm	O.K
24	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	6.795E+05	331.6	11	5.088E+05	1534.1mm	300.0mm	O.K
26	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	7.407E+05	347.7	11	5.088E+05	1463.0mm	300.0mm	O.K
27	146,860.0	611.0	8.973E+07	2.135E+11	8.044E+05	338.2	11	5.088E+05	1504.5mm	300.0mm	O.K
28	137,590.0	684.9	9.424E+07	2.464E+11	1.643E+06	628.1	11	5.088E+05	810.0mm	300.0mm	O.K
29	147,000.0	610.9	8.980E+07	2.136E+11	7.802E+05	328.0	11	5.088E+05	1551.2mm	300.0mm	O.K
30	154,290.0	500.6	7.724E+07	1.645E+11	6.990E+05	328.1	11	5.088E+05	1550.5mm	300.0mm	O.K
32	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	6.118E+05	298.6	11	5.088E+05	1703.9mm	300.0mm	O.K
34	154,290.0	455.7	7.031E+07	1.441E+11	5.956E+05	290.7	11	5.088E+05	1750.3mm	300.0mm	O.K
37	282,860.0	298.7	8.450E+07	1.478E+11	6.853E+05	391.8	11	5.088E+05	1298.4mm	150.0mm	O.K
38	293,540.0	290.8	8.536E+07	1.489E+11	6.693E+05	383.7	11	5.088E+05	1325.9mm	150.0mm	O.K
41	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	5.929E+05	291.4	11	5.088E+05	1745.7mm	300.0mm	O.K
43	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	6.096E+05	299.6	11	5.088E+05	1698.1mm	300.0mm	O.K
45	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	6.963E+05	329.3	11	5.088E+05	1544.9mm	300.0mm	O.K
46	152,200.0	599.7	9.127E+07	2.155E+11	7.884E+05	333.9	11	5.088E+05	1523.8mm	300.0mm	O.K
47	141,980.0	673.9	9.569E+07	2.485E+11	1.657E+06	638.1	11	5.088E+05	797.2mm	300.0mm	O.K
48	152,060.0	599.8	9.121E+07	2.154E+11	8.138E+05	344.6	11	5.088E+05	1476.3mm	300.0mm	O.K
49	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.369E+05	348.5	11	5.088E+05	1459.7mm	300.0mm	O.K
51	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	6.756E+05	332.1	11	5.088E+05	1532.1mm	300.0mm	O.K
52	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	6.778E+05	333.1	11	5.088E+05	1527.2mm	300.0mm	O.K
54	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.473E+05	353.4	11	5.088E+05	1439.4mm	300.0mm	O.K
55	152,130.0	607.6	9.244E+07	2.145E+11	8.223E+05	354.4	11	5.088E+05	1435.6mm	300.0mm	O.K
56	142,160.0	682.6	9.704E+07	2.475E+11	1.585E+06	621.6	11	5.088E+05	818.4mm	300.0mm	O.K
57	152,130.0	607.6	9.244E+07	2.145E+11	8.223E+05	354.4	11	5.088E+05	1435.6mm	300.0mm	O.K
58	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.472E+05	353.4	11	5.088E+05	1439.7mm	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
60	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	6.777E+05	333.1	11	5.088E+05	1527.4mm	300.0mm	O.K
61	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	6.755E+05	332.0	11	5.088E+05	1532.3mm	300.0mm	O.K
63	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	7.368E+05	348.5	11	5.088E+05	1460.0mm	300.0mm	O.K
64	152,060.0	599.8	9.121E+07	2.154E+11	8.128E+05	344.2	11	5.088E+05	1478.1mm	300.0mm	O.K
65	141,980.0	673.9	9.569E+07	2.485E+11	1.654E+06	637.1	11	5.088E+05	798.6mm	300.0mm	O.K
66	152,200.0	599.7	9.127E+07	2.155E+11	7.865E+05	333.1	11	5.088E+05	1527.5mm	300.0mm	O.K
67	160,110.0	490.3	7.851E+07	1.660E+11	6.958E+05	329.1	11	5.088E+05	1546.1mm	300.0mm	O.K
69	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	6.093E+05	299.5	11	5.088E+05	1698.8mm	300.0mm	O.K
71	160,110.0	446.0	7.141E+07	1.453E+11	5.928E+05	291.4	11	5.088E+05	1746.1mm	300.0mm	O.K
74	293,540.0	290.8	8.536E+07	1.489E+11	6.679E+05	382.9	11	5.088E+05	1328.5mm	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	86,480.0	0.0	2.811E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	770	O.K
5 ~ 10	4,500.0	86,480.0	25,785.0	2.811E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	880	O.K
10 ~ 15	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	891	O.K
15 ~ 19	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	693	O.K
19 ~ 23	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	704	O.K
23 ~ 28	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	891	O.K
28 ~ 33	4,500.0	86,480.0	25,785.0	2.811E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	880	O.K
33 ~ 37	4,500.0	86,480.0	0.0	2.811E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	748	O.K
38 ~ 42	4,500.0	86,480.0	0.0	2.811E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	781	O.K
42 ~ 47	4,500.0	86,480.0	25,785.0	2.811E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	891	O.K
47 ~ 52	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	935	O.K
52 ~ 56	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	715	O.K
56 ~ 60	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	693	O.K
60 ~ 65	4,500.0	113,880.0	25,785.0	3.701E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	891	O.K
65 ~ 70	4,500.0	86,480.0	25,785.0	2.811E+07	2.479E+07	1.031E+07	-	205	880	O.K
70 ~ 74	4,500.0	86,480.0	0.0	2.811E+07	2.479E+07	0.000E+00	145	-	748	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)

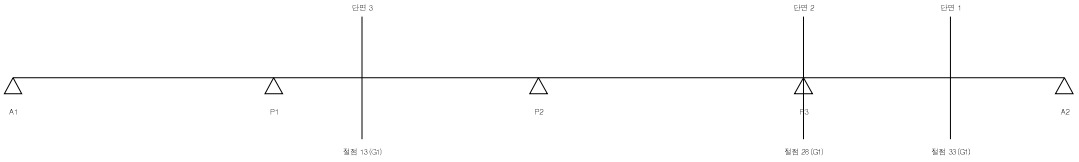
응 력 범 주	다재하 경로구조				단재하 경로구조			
	10 만회	50 만회	200 만회	200 만회이상	10 만회	50 만회	200 만회	200 만회이상
A	442	260	168	168	351	203	168	168
B	344	203	126	112	274	161	112	112
B'	274	161	101	84	218	126	77	77
C	250	147	91	70	196	112	70	63
				84*			84*	77*
D	196	112	70	49	154	91	56	35
E	154	91	56	31	119	70	42	16
E'	112	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

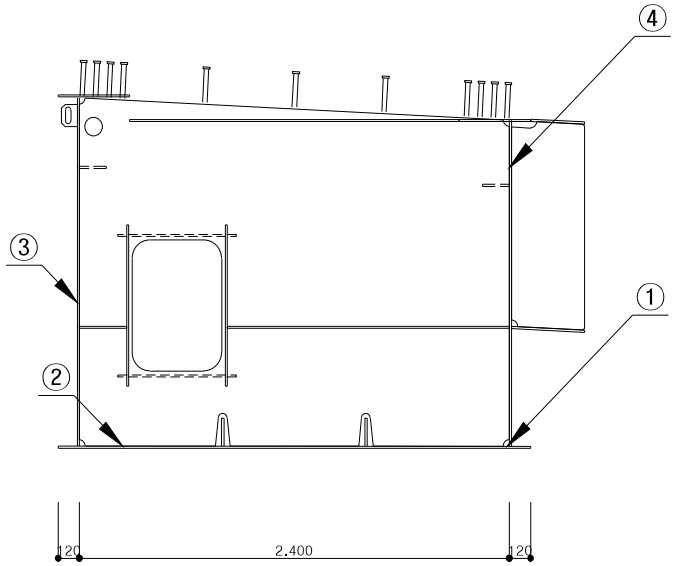
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행 한다.

- 피로조사 단면위치



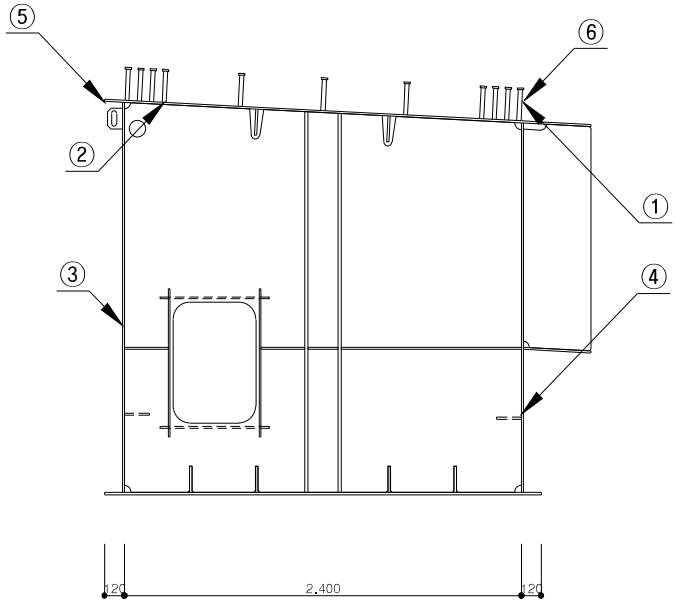
본 교량은 주간선도로에 속하는 단재하경로구조로서 트럭하중 2백만회 와 차선하중 50만회 에 대하여 검토 하는 것으로 한다.

단면 I



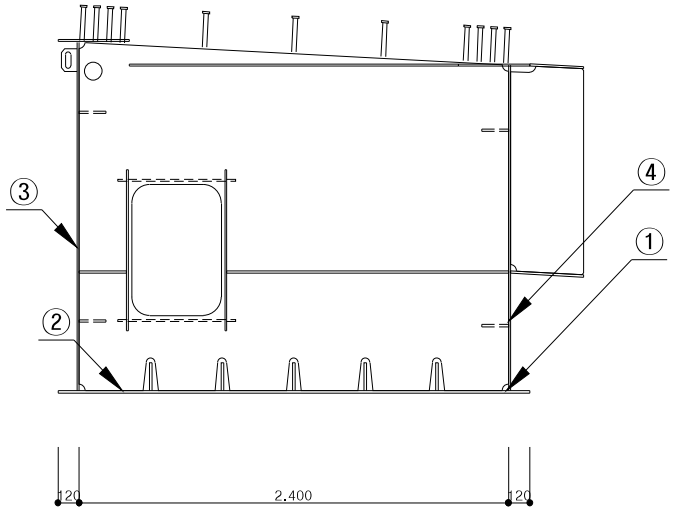
구분	상 세	응 력 범 주	fsr (MPa)		비 고
			DB 하중	DL 하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필릿 용접부	B	112	161	
②	인장측 플랜지와 다이어프램의 필릿 용접부	C	70	112	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	42	70	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	42	70	

단면 II



구분	상 세	응 력 범 주	fsr (MPa)		비 고
			DB 하중	DL 하중	
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	4948.782	5158.266	1.441E+11	1500.2	51.505	53.685	B	112	161	O.K.
②				1500.2	51.505	53.685	C	70	112	O.K.
③				806.2	27.679	28.850	E	42	70	O.K.
④				60.2	2.067	2.154	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	3666	6801.804	1.518E+11	1033.5	24.953	46.296	B	112	161	O.K.
②				1033.5	24.953	46.296	C	70	112	O.K.
③				272.5	6.579	12.207	E	42	70	O.K.
④				726.5	17.540	32.544	E	42	70	O.K.
⑤				1039.5	25.097	46.565	E	42	70	O.K.
⑥				1033.5	24.953	46.296	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	4532.38	4852.502	1.580E+11	1463.1	41.970	44.934	B	112	161	O.K.
②				1463.1	41.970	44.934	C	70	112	O.K.
③				769.1	22.062	23.620	E	42	70	O.K.
④				23.1	0.663	0.709	E	42	70	O.K.

· 전단에 대한 피로검토 - 플랜지와 복부판의 필릿용접부에 대한 전단피로검토

이 부위의 피로상세범주는 "F" 이며, 검토 단면은 전단력이 가장 큰 절점 47 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)

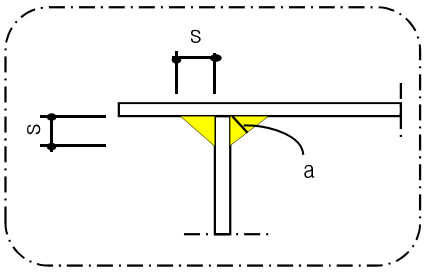
Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한 단면 1차 모멘트 (mm^3 = A(mm^2) · y(mm)

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	1411.57	12	2640	31680	1028	3.238E+07	######	6	17.0	17.6	49	OK
DL하중	1657.265									20.7	63	OK

- 하부 플랜지와 복부판

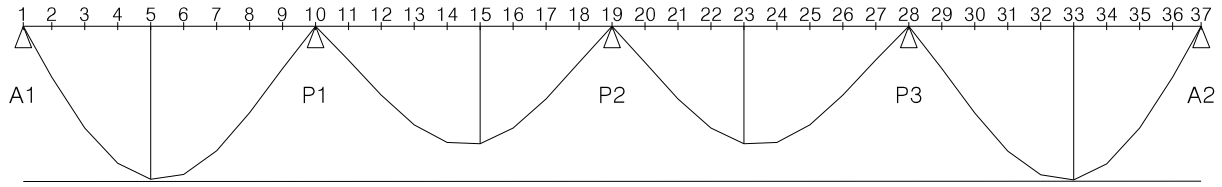
구 분	ΔS (kN)	tl (mm)	B (mm)	A (mm^2)	Yvsl (mm)	Q (mm^3)	Iv (mm^4)	s (mm)	Σa (mm)	Δυ (MPa)	υsr (MPa)	비고
DB하중	1411.57	16	2640	42240	1200	5.035E+07	######	6	17.0	27.4	49	OK
DL하중	1657.265									32.2	63	OK

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	-8.802	-17.519	-23.641	-26.424	-25.596	-21.461	-14.904	-7.285	0.000
절점NO.	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
처 짐 량	-5.807	-11.889	-16.994	-20.037	-20.263	-17.581	-12.542	-6.265	0.000	-6.262
절점NO.	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
처 짐 량	-12.539	-17.577	-20.260	-20.036	-16.993	-11.888	-5.806	0.000	-7.295	-14.926
절점NO.	31	32	33	34	35	36	37			
처 짐 량	-21.501	-25.655	-26.495	-23.716	-17.580	-8.836	0.000			



◈ 허용 처짐량

지간 길이 L = 44.350 m

δ1 = 26.424 mm < δa = L / 500 = 44.4 m / 500 = 88.70 mm O.K

지간 길이 L = 45.000 m

δ2 = 20.263 mm < δa = L / 500 = 45.0 m / 500 = 90.00 mm O.K

지간 길이 L = 45.000 m

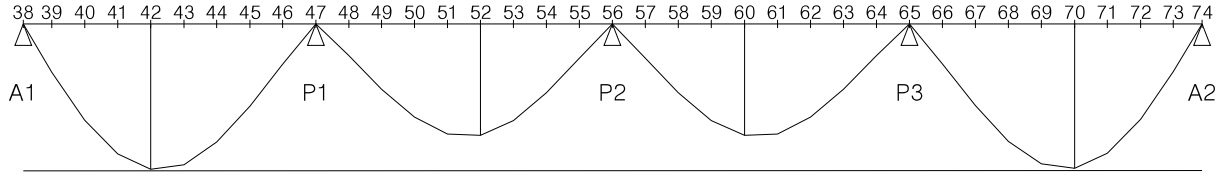
δ3 = 20.260 mm < δa = L / 500 = 45.0 m / 500 = 90.00 mm O.K

지간 길이 L = 44.350 m

δ4 = 26.495 mm < δa = L / 500 = 44.4 m / 500 = 88.70 mm O.K

< Girder 2 >　　(단위 : mm)

절점NO.	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47
처 짐 량	0.000	-8.305	-16.559	-22.365	-25.002	-24.224	-20.316	-14.119	-6.910	0.000
절점NO.	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57
처 짐 량	-5.493	-11.235	-16.047	-18.919	-19.134	-16.607	-11.856	-5.928	0.000	-5.930
절점NO.	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67
처 짐 량	-11.859	-16.611	-19.138	-18.923	-16.052	-11.239	-5.495	0.000	-6.885	-14.061
절점NO.	68	69	70	71	72	73	74			
처 짐 량	-20.222	-24.094	-24.841	-22.197	-16.418	-8.222	0.000			



◈ 허용 처짐량

지간 길이 L = 44.350 m

δ1 = 25.002 mm < δa = L / 500 = 44.4 m / 500 = 88.70 mm　O.K

지간 길이 L = 45.000 m

δ2 = 19.134 mm < δa = L / 500 = 45.0 m / 500 = 90.00 mm　O.K

지간 길이 L = 45.000 m

δ3 = 19.138 mm < δa = L / 500 = 45.0 m / 500 = 90.00 mm　O.K

지간 길이 L = 44.350 m

δ4 = 24.841 mm < δa = L / 500 = 44.4 m / 500 = 88.70 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	A1
2	9.570	3.480	12.190	5.150	14.442	0.000	30.390	17.340	5.150	0.000	
3	18.940	6.890	24.040	10.110	24.129	0.000	59.980	34.150	10.110	0.000	
4	25.220	9.170	31.940	13.290	26.420	0.000	79.620	45.230	13.290	0.000	
5	27.120	9.840	34.340	14.250	22.561	0.000	85.550	48.590	14.250	0.000	
6	25.020	9.060	31.750	13.020	18.048	0.000	78.850	44.770	13.020	0.000	
7	19.320	6.970	24.620	10.030	13.536	0.000	60.940	34.650	10.030	0.000	
8	11.820	4.270	15.160	6.120	9.024	0.000	37.370	21.280	6.120	0.000	
9	4.670	1.720	5.970	2.460	4.512	0.000	14.820	8.430	2.460	0.000	
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P1
11	-0.900	-0.580	-0.930	-0.730	0.000	0.000	-3.140	-1.660	-0.730	0.000	
12	1.040	-0.190	1.800	-0.080	0.000	0.000	2.570	1.720	-0.080	0.000	
13	4.180	0.730	5.890	1.270	0.000	0.000	12.070	7.160	1.270	0.000	
14	6.810	1.580	9.250	2.480	0.000	0.000	20.120	11.730	2.480	0.000	
15	7.650	1.930	10.310	2.980	0.000	0.000	22.870	13.290	2.980	0.000	
16	6.390	1.640	8.680	2.590	0.000	0.000	19.300	11.270	2.590	0.000	
17	3.850	0.960	5.330	1.550	0.000	0.000	11.690	6.880	1.550	0.000	
18	1.210	0.290	1.710	0.480	0.000	0.000	3.690	2.190	0.480	0.000	
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P2
20	1.210	0.290	1.720	0.480	0.000	0.000	3.700	2.200	0.480	0.000	
21	3.860	0.970	5.350	1.560	0.000	0.000	11.740	6.910	1.560	0.000	
22	6.410	1.640	8.710	2.600	0.000	0.000	19.360	11.310	2.600	0.000	
23	7.670	1.930	10.340	3.000	0.000	0.000	22.940	13.340	3.000	0.000	
24	6.830	1.590	9.290	2.500	0.000	0.000	20.210	11.790	2.500	0.000	
25	4.200	0.740	5.920	1.280	0.000	0.000	12.140	7.200	1.280	0.000	
26	1.060	-0.190	1.830	-0.060	0.000	0.000	2.640	1.770	-0.060	0.000	
27	-0.900	-0.580	-0.920	-0.720	0.000	0.000	-3.120	-1.640	-0.720	0.000	
28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P3
29	4.660	1.720	5.960	2.460	0.000	0.000	14.800	8.420	2.460	0.000	
30	11.810	4.270	15.140	6.120	0.000	0.000	37.340	21.260	6.120	0.000	
31	19.300	6.970	24.590	10.010	0.000	0.000	60.870	34.600	10.010	0.000	
32	25.010	9.050	31.710	13.010	0.000	0.000	78.780	44.720	13.010	0.000	
33	27.100	9.840	34.300	14.240	0.000	0.000	85.480	48.540	14.240	0.000	
34	25.200	9.160	31.900	13.270	0.000	0.000	79.530	45.170	13.270	0.000	
35	18.930	6.890	24.010	10.100	0.000	0.000	59.930	34.110	10.100	0.000	
36	9.570	3.480	12.180	5.140	0.000	0.000	30.370	17.320	5.140	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	A1
39	9.310	3.380	11.940	5.370	14.424	0.000	30.000	17.310	5.370	0.000	
40	18.440	6.710	23.560	10.520	24.113	0.000	59.230	34.080	10.520	0.000	
41	24.560	8.930	31.310	13.780	26.407	0.000	78.580	45.090	13.780	0.000	
42	26.410	9.590	33.650	14.780	22.549	0.000	84.430	48.430	14.780	0.000	
43	24.360	8.820	31.120	13.540	18.039	0.000	77.840	44.660	13.540	0.000	
44	18.810	6.790	24.140	10.480	13.530	0.000	60.220	34.620	10.480	0.000	
45	11.520	4.160	14.880	6.440	9.020	0.000	37.000	21.320	6.440	0.000	
46	4.550	1.680	5.870	2.580	4.510	0.000	14.680	8.450	2.580	0.000	
47	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P1
48	-0.880	-0.570	-0.870	-0.560	0.000	0.000	-2.880	-1.430	-0.560	0.000	
49	1.000	-0.190	1.850	0.350	0.000	0.000	3.010	2.200	0.350	0.000	
50	4.040	0.710	5.860	1.860	0.000	0.000	12.470	7.720	1.860	0.000	
51	6.600	1.530	9.150	3.150	0.000	0.000	20.430	12.300	3.150	0.000	
52	7.410	1.870	10.180	3.640	0.000	0.000	23.100	13.820	3.640	0.000	
53	6.190	1.590	8.570	3.150	0.000	0.000	19.500	11.720	3.150	0.000	
54	3.730	0.930	5.280	1.930	0.000	0.000	11.870	7.210	1.930	0.000	
55	1.170	0.280	1.700	0.620	0.000	0.000	3.770	2.320	0.620	0.000	
56	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P2
57	1.180	0.280	1.710	0.620	0.000	0.000	3.790	2.330	0.620	0.000	
58	3.740	0.940	5.300	1.940	0.000	0.000	11.920	7.240	1.940	0.000	
59	6.210	1.590	8.600	3.160	0.000	0.000	19.560	11.760	3.160	0.000	
60	7.430	1.870	10.210	3.660	0.000	0.000	23.170	13.870	3.660	0.000	
61	6.620	1.540	9.190	3.170	0.000	0.000	20.520	12.360	3.170	0.000	
62	4.070	0.710	5.890	1.880	0.000	0.000	12.550	7.770	1.880	0.000	
63	1.020	-0.180	1.880	0.360	0.000	0.000	3.080	2.240	0.360	0.000	
64	-0.870	-0.560	-0.850	-0.550	0.000	0.000	-2.830	-1.400	-0.550	0.000	
65	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	P3
66	4.530	1.680	5.840	2.560	0.000	0.000	14.610	8.400	2.560	0.000	
67	11.460	4.140	14.810	6.400	0.000	0.000	36.810	21.210	6.400	0.000	
68	18.720	6.760	24.030	10.410	0.000	0.000	59.920	34.440	10.410	0.000	
69	24.250	8.780	30.960	13.450	0.000	0.000	77.440	44.410	13.450	0.000	
70	26.270	9.540	33.460	14.670	0.000	0.000	83.940	48.130	14.670	0.000	
71	24.420	8.880	31.100	13.670	0.000	0.000	78.070	44.770	13.670	0.000	
72	18.320	6.660	23.390	10.420	0.000	0.000	58.790	33.810	10.420	0.000	
73	9.230	3.360	11.840	5.310	0.000	0.000	29.740	17.150	5.310	0.000	
74	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	A2

시점 교대

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 안정검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

▣ 결과 요약

■ 안정검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	1227.572	247.294	O.K
	활동에 대한 안정	263.241	114.868	O.K
	지지력에 대한 안정	720	284.509	O.K
지진시	전도에 대한 안정	1171.322	423.428	O.K
	활동에 대한 안정	254.241	146.789	O.K
	지지력에 대한 안정	1080	322.521	O.K

■ 단면 휨 설계

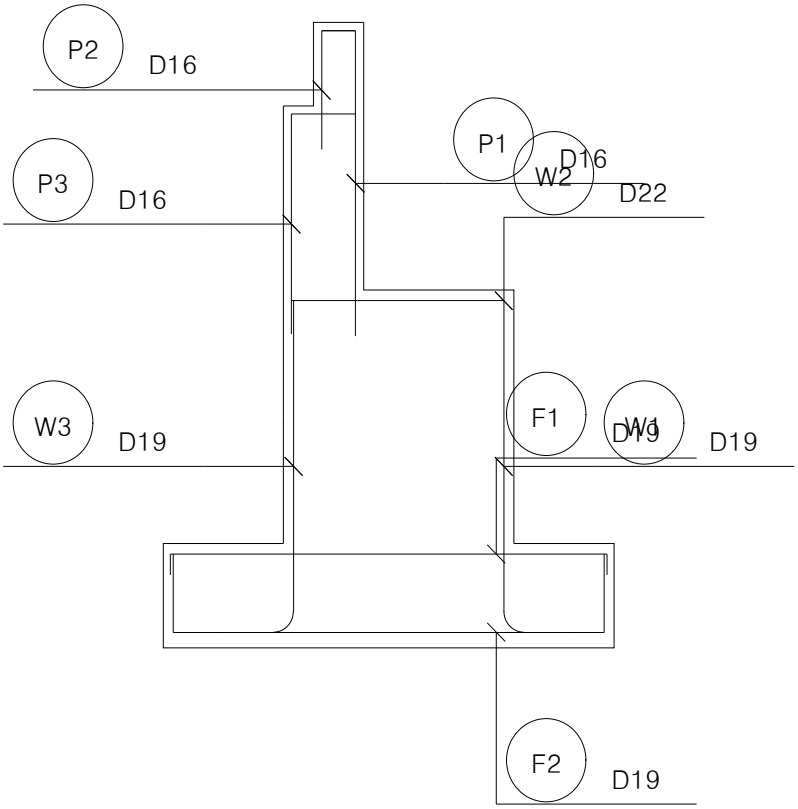
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1000	100	774.35	2292	176.589	516.164	2.923	O.K
후면저판		1000	100	297.853	2292	68.191	516.164	7.569	O.K
벽체 : H=5.030		2300	100	613.252	2292	343.329	1275.962	3.716	O.K
흉벽		800	80	735.298	1588.8	133.987	286.971	2.142	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	366.105	2292	50.161	305.759	6.096	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	969.382	2292	131.722	305.759	2.321	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	369.231	2292	50.587	305.759	6.044	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	546.412	2292	74.681	305.759	4.094	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	537.551	2292	50.176	206.4	4.114	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	1453.39	2292	133.167	206.4	1.55	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	452.689	2292	42.327	206.4	4.876	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	697.882	2292	64.932	206.4	3.179	O.K

■ 사용성 검토

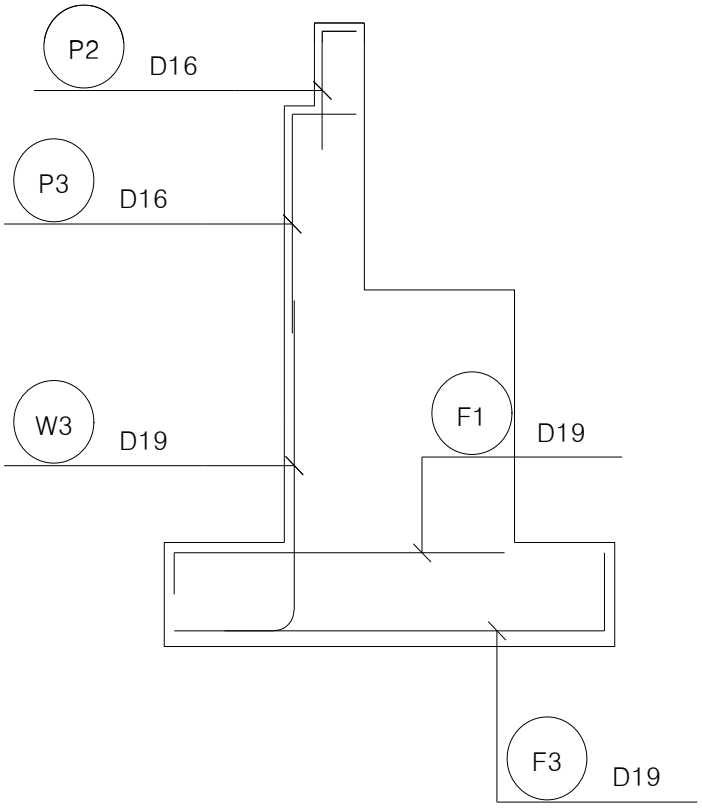
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		62.81	150	125	1003.025	O.K
후면저판		16.164	150	125	3897.55	O.K
벽체 : H=5.030		27.9	150	125	2258.045	O.K
흉벽		72.806	150	125	865.313	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	25.689	150	125	2452.444	O.K
	A(T=620 mm)	67.458	150	125	933.92	O.K
	B(T=620 mm)	25.907	150	125	2431.782	O.K
	C(T=620 mm)	38.246	150	125	1647.241	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	38.028	150	125	1656.685	O.K
	A(T=450 mm)	100.925	150	125	604.03	O.K
	B(T=450 mm)	32.079	150	125	1963.905	O.K
	C(T=450 mm)	49.211	150	125	1280.202	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

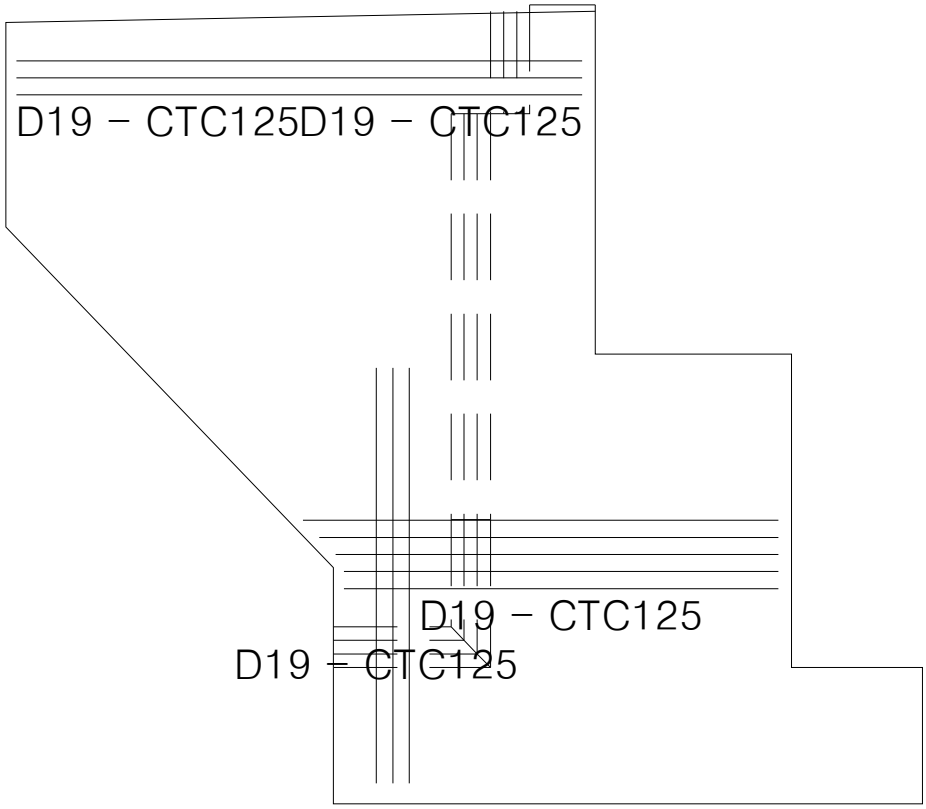


- ② Cycle (CTC = 250)

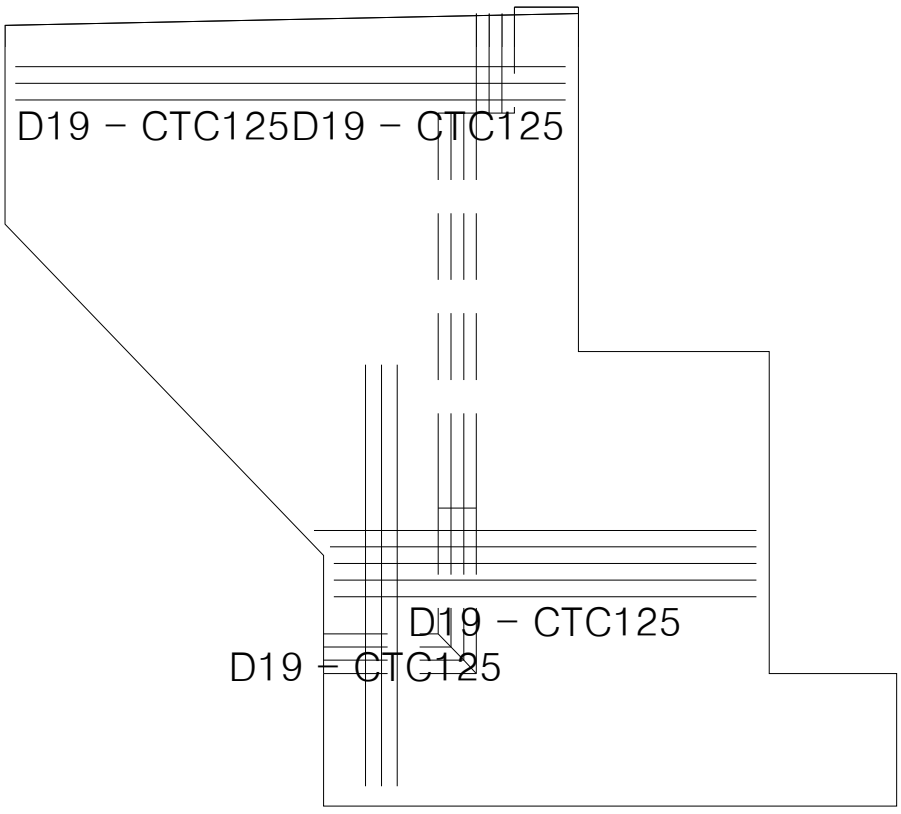


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : IPC GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 9.170 M
(5) 교 대 총높이 : H = 6.030 M
(6) 기 초 형 식 : 직접기초
(7) SKEW : 90.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 377.118 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 131.581 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.050

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 31.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 36.564 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.453 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

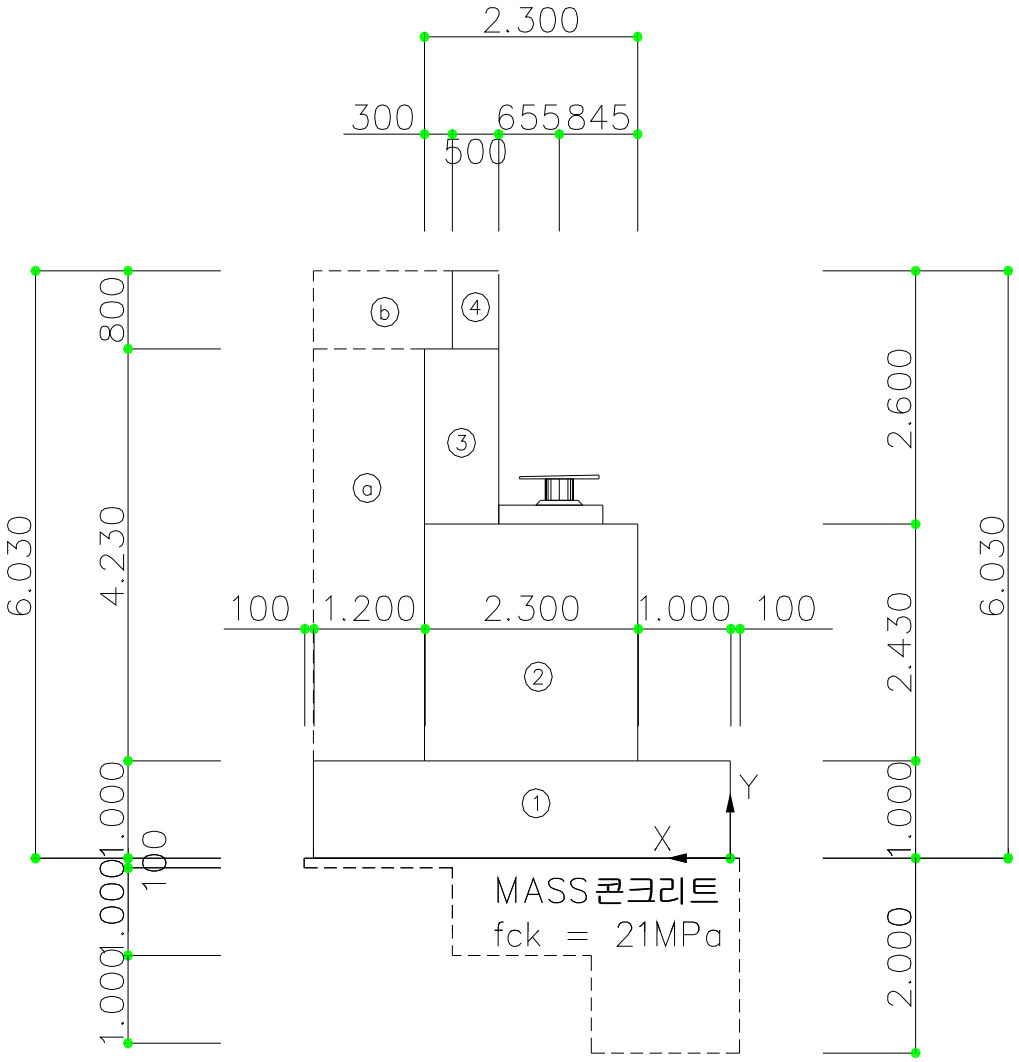
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

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

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	계
고정하중	797.493	781.645	788.651	854.930	3222.719
활하중	349.286	336.329	296.519	217.293	1199.427

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	계
교축방향	94.780	94.840	95.530	96.200	381.350
직각방향	135.620	135.070	134.460	133.560	538.710

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	4.500 × 1.000	= 4.500	25.000	112.500	8.662
	②	2.300 × 2.430	= 5.589	25.000	139.730	10.759
	③	0.800 × 1.800	= 1.440	25.000	35.992	2.771
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 11.929		298.222	22.963
뒷채움재	ⓐ	1.200 × 4.230	= 5.076	20.000	101.513	7.816
	ⓑ	1.500 × 0.800	= 1.200	20.000	24.000	1.848
	소계		= 6.276		125.513	9.664
총 계					423.735	32.628

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.250	0.500	253.125	4.331
	②	2.150	2.215	300.420	23.832
	③	2.900	4.330	104.377	12.000
	④	2.750	5.630	27.500	4.335
	소 계			685.422	44.498
뒷채움재	ⓐ	3.900	3.115	395.899	24.347
	ⓑ	3.750	5.630	90.000	10.404
	소 계			485.899	34.751
총 계				1171.321	79.249

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 685.422 / 298.222 = 2.298 m
  Y = 44.498 / 22.963 = 1.938 m
- 뒷채움재 : X = 485.899 / 125.513 = 3.871 m
  Y = 34.751 / 9.664 = 3.596 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

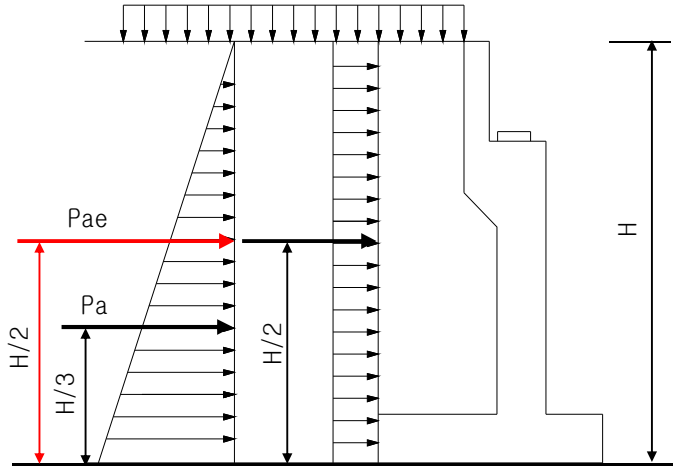
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.030 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.030² x cos(0.000)

= 98.528 kN

y = H / 3 = 2.010 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.030 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.030² x cos(0.000)

= 114.162 kN

y = H / 2 = 3.015 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.030 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.030² x cos(11.667 + 0.000)

= 62.186 kN

y = H / 3 = 1.677 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.030 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.030² x cos(0.000 + 0.000)

= 79.435 kN

y = H / 2 = 2.515 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 3222.719 ÷ 9.170 = 351.442 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1199.427 ÷ 9.170 = 130.799 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

Ph = Rd x μs x sinθ (μs = 가동받침의 마찰계수)

= 351.442 x 0.050 x sin90.0

= 17.572 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

- 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

F1 = Fm1 + Fm2

Fm1 = Rd x Kh x $\cos^2$ θ

Fm2 = Rd x Kh x $\sin^2$ θ (Kh x sinθ ≤ μs 일 때)

Rd x μs x sinθ (Kh x sinθ > μs 일 때)

F1 = 351.442 x 0.185 x $\cos^2$ 90.0 + 351.442 x 0.050 x sin90.0

= 17.572 kN/m

- 교량받침에 작용하는 지진시 수평력

F2 = 58.747 x cos90.0 + 41.587 x sin90.0

= 41.587 kN/m

F1 ≤ F2 이므로, 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력은

Fm = 41.681 kN/m

Kh : 설계수평진도 = 0.154 x 1.200 = 0.185 (가속도계수 x 지반계수)

Rd : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진시의 상부로 부터의 연직반력 (kN)

μs : 가동받침의 마찰계수

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 1.500 = 15.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 6.030 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.271 x 10.000 x 6.030 x cos0.000

= 16.340 kN

y = H / 2 = 3.015 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.030 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.251 x 10.000 x 5.030 x cos11.667

= 12.364 kN

y = H / 2 = 2.515 m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	298.222	-	2.298	1.938	685.421	-
2. 교대구체(지진시)	298.222	22.963	2.298	1.938	685.421	44.498
3. 뒷채움재(평상시)	125.513	-	3.871	3.596	485.901	-
4. 뒷채움재(지진시)	125.513	9.664	3.871	3.596	485.901	34.749
5. 배면토압(평상시)	-	98.528	-	2.010	-	198.031
6. 배면토압(지진시)	-	114.162	-	3.015	-	344.181
7. 뒷채움 상재하중	15.000	16.340	3.750	3.015	56.250	49.263
8. 상부 고정하중반력	351.442	-	1.845	-	648.410	-
9. 상부 활하중반력	130.799	-	1.845	-	241.324	-
10. 교량받침마찰력	-	17.572	-	3.830	-	67.302
11. 상부관성력	-	41.587	-	3.830	-	159.282

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	438.735	114.868	1227.572	247.294
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	438.735	114.868	1227.572	247.294
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	423.735	146.789	1171.322	423.428
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	920.976	114.868	2117.306	247.294
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	920.976	132.440	2117.306	314.596
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	775.177	188.376	1819.732	582.710

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 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)	비 고
COMB 1	1227.572	247.294	438.735	4.964	0.016	0.750	O.K
COMB 2	1227.572	247.294	438.735	4.964	0.016	0.750	O.K
COMB 3	1171.322	423.428	423.735	2.766	0.485	1.500	O.K
COMB 4	2117.306	247.294	920.976	8.562	0.220	0.750	O.K
COMB 5	2117.306	314.596	920.976	6.730	0.293	0.750	O.K
COMB 6	1819.732	582.710	775.177	3.123	0.654	1.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V
S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

- 직접기초바닥면에서의 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/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	(m)	허용안전율
COMB 1	438.735	263.241	114.868	2.292	1.500	O.K
COMB 2	438.735	263.241	114.868	2.292	1.500	O.K
COMB 3	423.735	254.241	146.789	1.732	1.200	O.K
COMB 4	920.976	552.586	114.868	4.811	1.500	O.K
COMB 5	920.976	552.586	132.440	4.172	1.500	O.K
COMB 6	775.177	465.106	188.376	2.469	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)

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)	비 고
COMB 1	438.735	980.278	0.016	99.534	95.459	720.000	O.K
COMB 2	438.735	980.278	0.016	99.534	95.459	720.000	O.K
COMB 3	423.735	747.894	0.485	155.055	33.272	1080.000	O.K
COMB 4	920.976	1870.012	0.220	264.568	144.755	720.000	O.K
COMB 5	920.976	1802.710	0.293	284.509	124.814	720.000	O.K
COMB 6	775.177	1237.022	0.654	322.521	22.002	1080.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), 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 => COMB 1,2,4,5

- 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 => COMB 3,6

지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』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 (√(4.500 x 9.170) / 0.3)^-¾) = 334.870 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 9.170 m)

B : 확대기초의 폭 (= 4.500 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

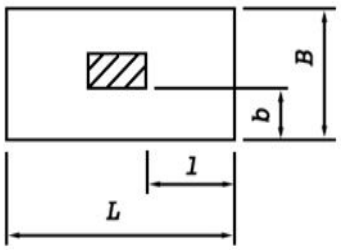
β = ⁴ √[(3 x 334.870) / (26986000.000 x 1.000³)] = 0.078 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.200) = 1.200

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.250, 뒷굽기준으로 검토

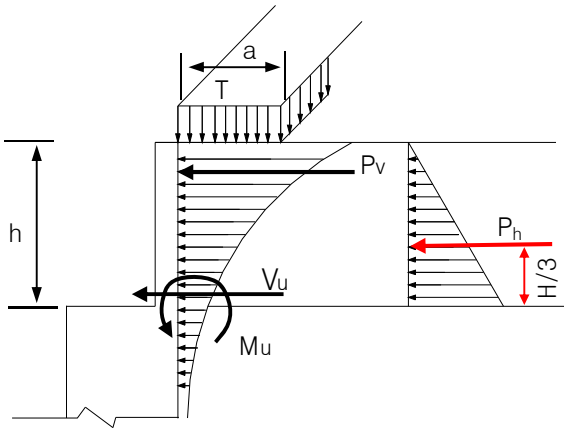


βλ = 0.078 x 1.200 = 0.094 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.600 - 0.36) = 64.421 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.600^2 x cos11.667 = 16.612 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.600 x 16.612 = 14.395 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 16.612 = 77.140 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 64.421 + 1.70 x 14.395 = 133.987 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.800 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.771 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.771 + 0.770 = 3.541 kN

Mw = 2.771 x 1.800/2 + 0.770 x (1.800 + 0.800/2) = 4.187 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.600^2 x cos0.000 = 21.220 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.600 x 21.220 = 27.582 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.541 + 1.00 x 21.220 = 24.761 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 4.187 + 1.00 x 27.582 = 31.769 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	77.140	133.987	
지진시	24.761	31.769	
설계단면력	77.140	133.987	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.030 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	14.301	1.809	-	1.000	14.301	25.867
2. 배면토압(평상시)	62.186	1.677	1.700	-	105.716	177.240
3. 배면토압(지진시)	79.435	2.515	-	1.000	79.435	199.767
4. 뒷채움 상재하중	12.364	2.515	1.700	-	21.019	52.859
5. 교량받침마찰력	17.572	2.830	-	-	-	-
6. 상부관성력	41.587	2.830	-	1.000	41.587	117.695

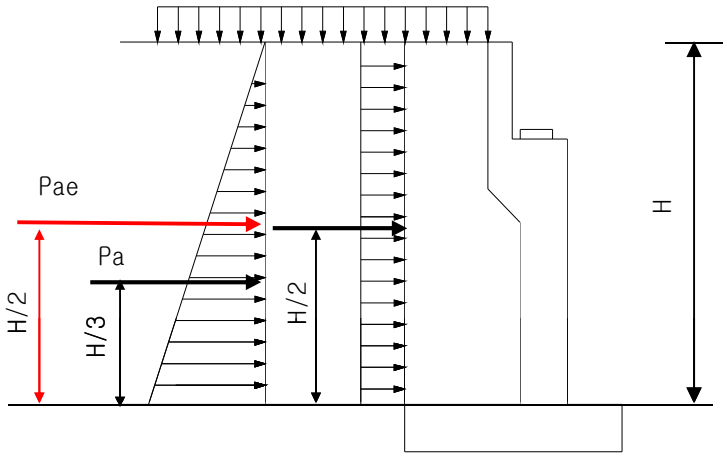
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 14.301 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 25.867 kN.m

y = Mo / Ho = 25.867 / 14.301 = 1.809



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.030 m)	126.735	230.099	
지진시(H = 5.030 m)	135.323	343.329	
설계단면력	135.323	343.329	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	298.222	-	2.298	1.938	685.421	-
2. 교대구체(지진시)	298.222	22.963	2.298	1.938	685.421	44.498
3. 뒷채움재(평상시)	125.513	-	3.871	3.596	485.901	-
4. 뒷채움재(지진시)	125.513	9.664	3.871	3.596	485.901	34.749
5. 배면토압(평상시)	-	98.528	-	2.010	-	198.031
6. 배면토압(지진시)	-	114.162	-	3.015	-	344.181
7. 토압의 연직분력	13.863	-	4.100	-	56.838	-
8. 뒷채움 상재하중	15.000	16.340	3.750	3.015	56.250	49.263
9. 상부 고정하중반력	351.442	-	1.845	-	648.410	-
10. 상부 활하중반력	130.799	-	1.845	-	241.324	-
11. 교량받침마찰력	-	17.572	-	3.830	-	67.302
12. 상부관성력	-	41.587	-	3.830	-	159.282

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	606.673	195.276	1740.281	420.400
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	593.923	195.276	1692.468	420.400
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	423.735	146.789	1171.322	423.428
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1344.765	195.276	3102.060	420.400
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1220.836	218.119	2849.122	507.892
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	775.177	188.376	1819.732	582.710

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	606.673	1319.881	0.074	148.189	121.444	142.245	128.576
COMB 2	593.923	1272.068	0.108	151.022	112.944	142.560	123.098
COMB 3	423.735	747.894	0.485	155.055	33.272	127.992	65.747
COMB 4	1344.765	2681.661	0.256	400.781	196.893	355.472	251.263
COMB 5	1220.836	2341.230	0.332	391.490	151.104	338.071	215.207
COMB 6	775.177	1237.022	0.654	322.521	22.002	255.739	102.140

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

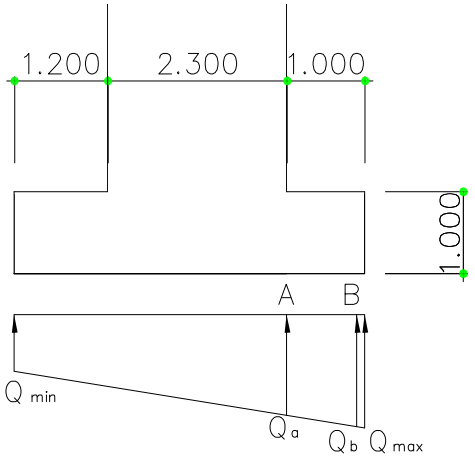
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5,6

- 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

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.100 x 25.000 = 2.500 kN

Ma = 1.000 x 1.000 x 25.000 x 1.000 / 2 = 12.500 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

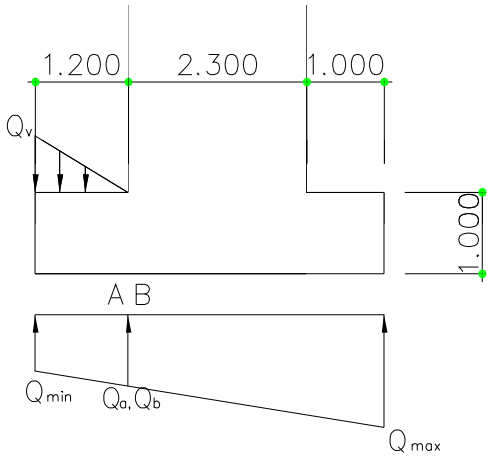
Ma = Qa x 1.000² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.000² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	148.189	142.245	147.594	14.789	73.104	11.539	56.854
COMB 2	151.022	142.560	150.176	15.060	74.101	11.810	57.851
COMB 3	155.055	127.992	152.349	15.370	73.017	12.870	60.517
COMB 4	400.781	355.472	396.250	39.852	192.839	36.602	176.589
COMB 5	391.490	338.071	386.148	38.882	186.842	35.632	170.592
COMB 6	322.521	255.739	315.843	31.918	150.130	29.418	137.630

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중
COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G
COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G
COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G
COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 1.200 x 25.000 = 30.000 kN
Ma = 1.000 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 18.000 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 125.513 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 125.513 kN
Ma = 125.513 x (3.871 - 3.300) = 71.668 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.200 = 12.000 kN
Ma = 10.000 x 1.200 x 1.200 / 2 = 7.200 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.030^2 x sin11.667

= 12.842 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 12.842 / 1.200

= 21.403 kN

Vb = 21.403 x 1.200 / 2 = 12.842 kN

Ma = 21.403 x 1.200 x 1.200 / 3 = 10.273 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,4,5,6

Vb = Qmin x 1.200 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.200

Ma = Qmin x 1.200^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.200^2 / 3

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	121.444	128.576	128.576	150.011	89.151	99.787	60.361
COMB 2	112.944	123.098	123.098	141.625	83.756	82.373	50.276
COMB 3	33.272	65.747	65.747	59.411	31.750	108.944	68.191
COMB 4	196.893	251.263	251.263	268.893	154.812	-19.095	-5.299
COMB 5	151.104	215.207	215.207	219.787	124.180	4.212	9.853
COMB 6	22.002	102.140	102.140	74.485	35.075	93.870	64.866

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	176.6	36.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 39.654) / 39.654 = 0.0651

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 774.350 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.960]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 mm²

As,req = 774.350 mm²

ρmin = Max(774.350, 1500.000) / bd = 0.00167

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00255

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (900.00 - a/2) = 516.164 kN.m

≥ Mu (= 176.589 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.923]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 900.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 36.602 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	68.2	108.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 39.654) / 39.654 = 0.06509

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 297.853 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 7.695]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 mm²

As,req = 297.853 mm²

ρmin = Max(297.853, 1500.000) / bd = 0.00167

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00255

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (900.00 - a/2) = 516.164 kN.m

≥ Mu (= 68.191 kN.m) ∴ O.K [안전률7.569]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 900.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 108.944 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 150 = 2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 ㎟ < 2648.000 ㎟ ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=5.030

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2300.0	2200.0	100.0	343.3	135.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 39.654) / 39.654 = 0.16344

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 613.252 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.737]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00104

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) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (2200.00 - a/2) = 1275.962 kN.m

≥ Mu (= 343.329 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.716]

* 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 √24 x 1000.00 x 2200.00 = 1437.034 kN

≥ Vu (= 135.323 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 1000.0 = 3450.000 ㎟ > 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (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 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	134.0	77.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 735.298 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.161]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

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) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 133.987 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.142]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 77.140 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.600 - 0.36) = 64.421 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.600^2 x cos11.667 = 16.612 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.600 x 16.612 = 14.395 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 16.612 = 45.377 kN

Ms = 64.421 + 14.395 = 78.816 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.030 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	14.301	1.809	-	1.000	14.301	25.867
2. 배면토압(평상시)	62.186	1.677	1.000	-	62.186	104.259
3. 배면토압(지진시)	79.435	2.515	-	1.000	79.435	199.767
4. 뒷채움 상재하중	12.364	2.515	1.000	-	12.364	31.094
5. 교량받침마찰력	17.572	2.830	1.000	-	17.572	49.730
6. 상부관성력	41.587	2.830	-	1.000	41.587	117.695

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 14.301 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.000) ~ H④ x (y④ - 1.000)] = 25.867 kN.m

y = Mo / Ho = 25.867 / 14.301 = 1.809

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	74.550	135.352	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	452.598	114.868	1284.410	247.294
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	452.598	114.868	1284.410	247.294
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	423.735	146.789	1171.322	423.428
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	934.839	114.868	2174.145	247.294
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	934.839	132.440	2174.145	314.596
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	775.177	188.376	1819.732	582.710

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

② 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	452.598	1037.116	-0.041	95.016	106.139	97.488	103.173
COMB 2	452.598	1037.116	-0.041	95.016	106.139	97.488	103.173
COMB 3	423.735	747.894	0.485	155.055	33.272	127.992	65.747
COMB 4	934.839	1926.851	0.189	260.049	155.435	236.802	183.332
COMB 5	934.839	1859.549	0.261	279.991	135.493	247.880	174.026
COMB 6	775.177	1237.022	0.654	322.521	22.002	255.739	102.140

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

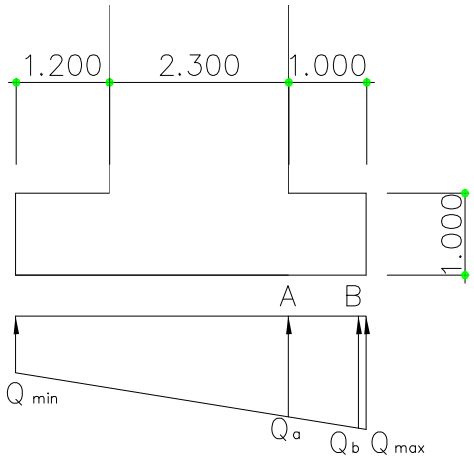
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5,6

- 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

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.000 x 0.100 x 25.000 = 2.500 kN

Ma = 1.000 x 1.000 x 25.000 x 1.000 / 2 = 12.500 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

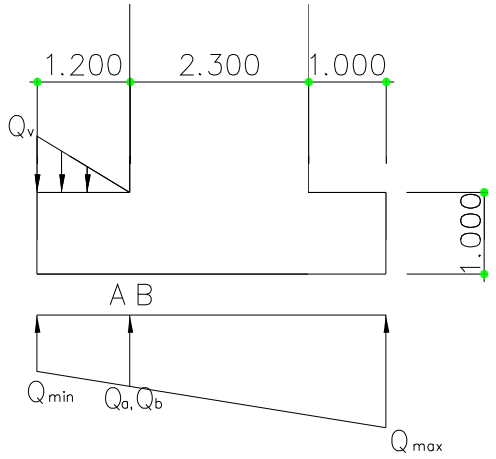
Ma = Qa x 1.000² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.000² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	95.016	97.488	95.263	9.514	47.920	7.014	35.420
COMB 2	106.139	108.611	106.386	10.626	53.481	8.126	40.981
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	260.049	236.802	257.724	25.889	126.150	23.389	113.650
COMB 5	279.991	247.880	276.779	27.838	134.644	25.338	122.144
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,4,5,6

Vb = Qmin x 1.200 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.200

Ma = Qmin x 1.200² / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.200² / 3

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	106.139	103.173	103.173	125.587	75.708	54.768	31.433
COMB 2	106.139	103.173	103.173	125.587	75.708	54.768	31.433
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	155.435	183.332	183.332	203.260	118.608	-22.905	-11.467
COMB 5	135.493	174.026	174.026	185.712	106.803	-5.357	0.338
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.144 x 1000000 / [2292.000 x (900.000 - 154.650/3)]
= 62.810 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2292.000)]
= 154.650 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

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 / 62.810) - 2.5 x 90.50 = 1027.531 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 62.810) = 1003.025 mm
Sa는 작은 값인 1003.025 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1003.025 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31.433 x 1000000 / [2292.000 x (900.000 - 154.650/3)]
= 16.164 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2292.000)]
= 154.650 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

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 / 16.164) - 2.5 x 90.50 = 4083.724 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 16.164) = 3897.550 mm
Sa는 작은 값인 3897.550 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3897.550 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.030

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 135.352 x 1000000 / [2292.000 x (2200.000 - 250.135/3)]
= 27.900 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2200.0/(7x2292.000)]
= 250.135 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

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 / 27.90) - 2.5 x 90.50 = 2596.31 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 27.90) = 2258.05 mm

Sa는 작은 값인 2258.05 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2258.05 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 78.816 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 72.806 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]

= 115.917 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 72.81) - 2.5 x 72.00 = 901.64 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 72.81) = 865.31 mm

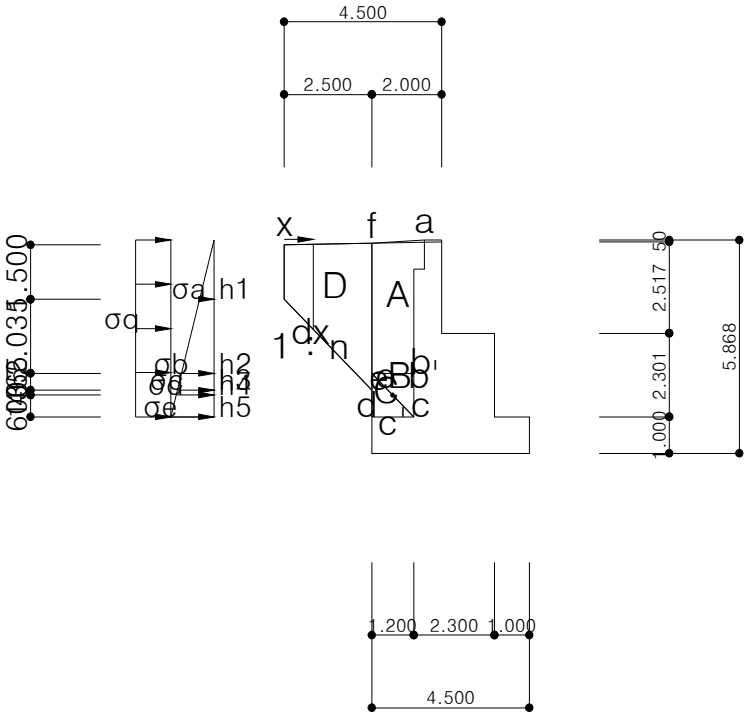
Sa는 작은 값인 865.31 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 865.31 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

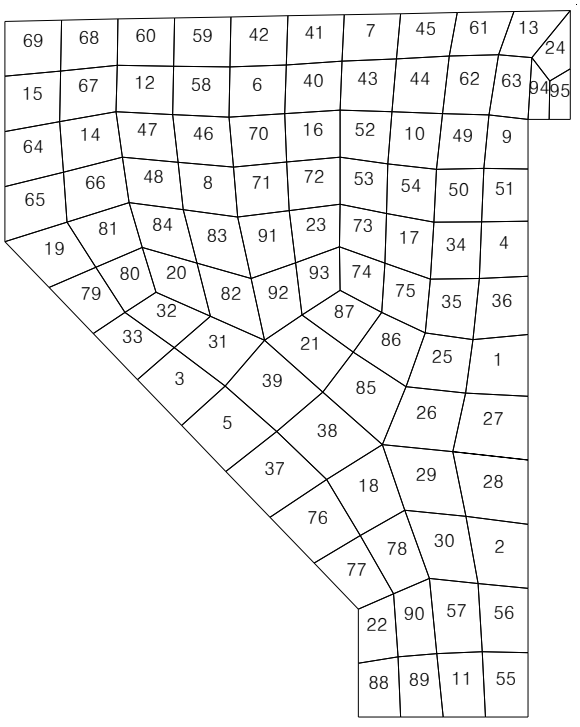


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	50.161	131.722	50.587	74.681
전단력(kN)	49.749	95.593	74.588	76.342

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	29.507	77.484	29.757	43.930
전단력(kN)	29.264	56.231	43.875	44.907

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	50.2	49.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 366.105 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 6.261]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00424

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) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (540.00 - a/2) = 305.759 kN.m

≥ Mu (= 50.161 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.096]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 49.749 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	131.7	95.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 969.382 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.364]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00424

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) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (540.00 - a/2) = 305.759 kN.m

≥ Mu (= 131.722 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.321]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 95.593 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	50.6	74.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 369.231 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 6.207]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00424

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) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (540.00 - a/2) = 305.759 kN.m

≥ Mu (= 50.587 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.044]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 74.588 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	74.7	76.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 546.412 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.195]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00424

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) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (540.00 - a/2) = 305.759 kN.m

≥ Mu (= 74.681 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.094]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 76.342 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 29.507 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 25.689 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000)]

= 116.564 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 25.69) - 2.5 x 70.50 = 2889.30 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 25.69) = 2452.44 mm

Sa는 작은 값인 2452.44 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2452.44 mm) ∴ O.K

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 77.484 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 67.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000)]

= 116.564 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.46) - 2.5 x 70.50 = 991.15 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 67.46) = 933.92 mm

Sa는 작은 값인 933.92 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 933.92 mm) ∴ O.K

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 29.757 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 25.907 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000)]

= 116.564 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 25.91) - 2.5 x 70.50 = 2863.48 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 25.91) = 2431.78 mm

Sa는 작은 값인 2431.78 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2431.78 mm) ∴ O.K

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 43.930 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 38.246 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000)]

= 116.564 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 38.25) - 2.5 x 70.50 = 1882.80 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 38.25) = 1647.24 mm

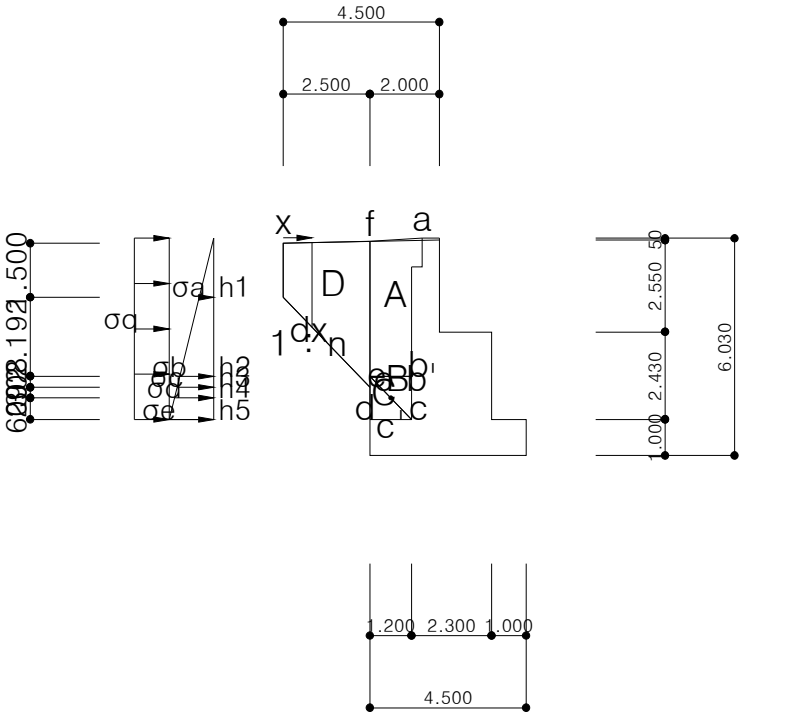
Sa는 작은 값인 1647.24 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1647.24 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

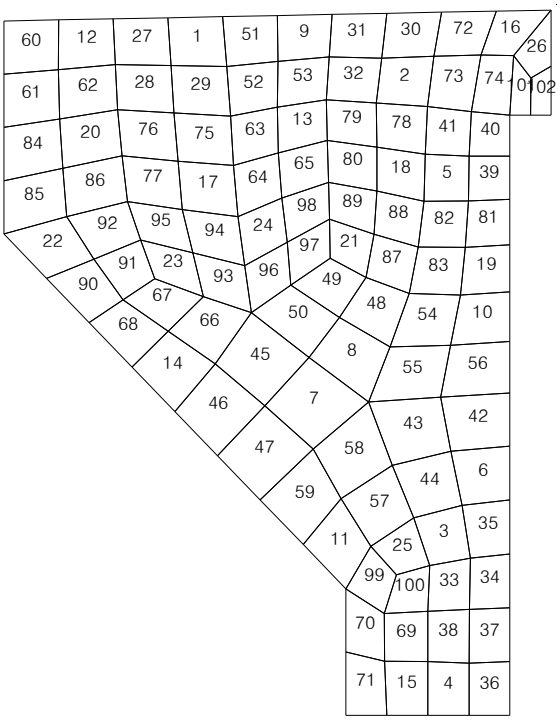


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	50.176	133.167	42.327	64.932
전단력(kN)	50.452	102.842	68.198	57.576

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	29.515	78.334	24.898	38.195
전단력(kN)	29.678	60.496	40.116	33.868

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	50.2	50.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 537.551 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.264]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 50.176 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.114]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 50.452 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	133.2	102.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1453.393 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.577]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 133.167 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.550]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 102.842 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	42.3	68.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 452.689 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.063]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 42.327 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.876]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 68.198 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	64.9	57.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 697.882 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.284]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 64.932 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.179]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 57.576 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 29.515 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 38.028 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]

= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 38.03) - 2.5 x 70.50 = 1894.61 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 38.03) = 1656.69 mm

Sa는 작은 값인 1656.69 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1656.69 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 78.334 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 100.925 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]

= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 100.93) - 2.5 x 70.50 = 604.03 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 100.93) = 624.22 mm

Sa는 작은 값인 604.03 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 604.03 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.898 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 32.079 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]

= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 32.08) - 2.5 x 70.50 = 2278.63 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 32.08) = 1963.90 mm

Sa는 작은 값인 1963.90 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1963.90 mm) ∴ O.K

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 38.195 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 49.211 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]

= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.21) - 2.5 x 70.50 = 1424.00 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 49.21) = 1280.20 mm

Sa는 작은 값인 1280.20 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1280.20 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 6.500 = 4.550 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.400 = 10.000 kN/m ; 접속판의 자중

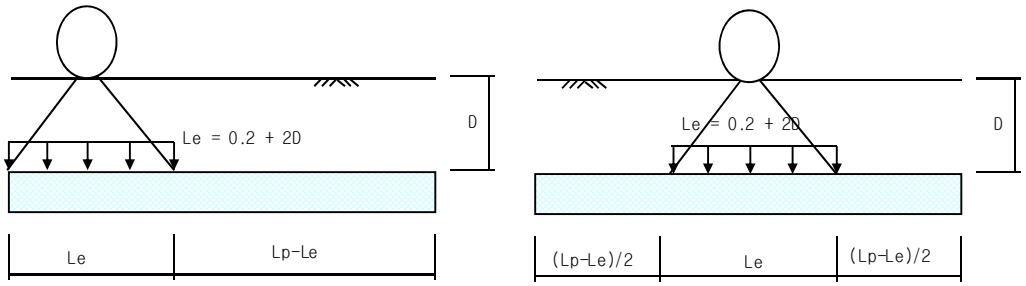
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 10.000 x 4.550 / 2 - 10.000 x 0. = 19.750 kN/m

Md = 10.000 x 4.550² / 8 = 25.878 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.300) / (2 x 4.550)

= 75.886 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 4.550/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 92.560 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 19.750 + 2.15 x 75.886

= 188.829 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 25.878 + 2.15 x 92.560

= 232.646 kN/m

2) 단면력 검토

* 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)
1000.0	400.0	300.0	100.0	232.6	188.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01117

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2456.068 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.261]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.01032

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (300.00 - a/2) = 287.458 kN.m

≥ Mu (= 232.646 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.236]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 188.829 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.550) = 25.78% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 2456.1 ㎟

필요 철근량 : 2456.1 x 0.258 = 633.3 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 400 = 800.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 118.438 x 1000000 / [3096.800 x (300.000 - 94.411/3)]

= 142.425 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x3096.800)]

= 94.411 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

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

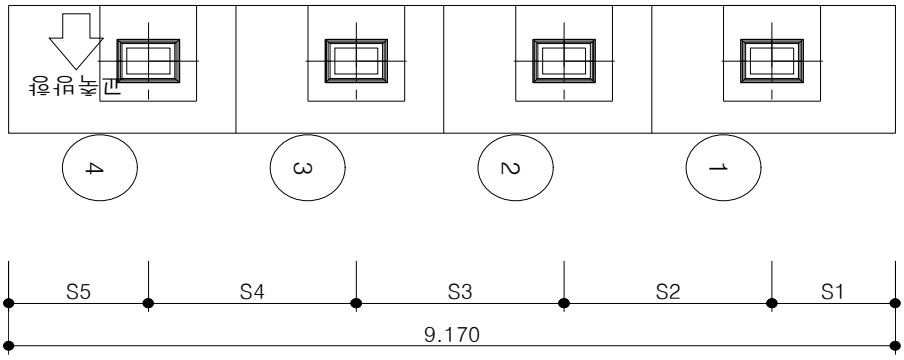
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 142.42) - 2.5 x 89.00 = 330.42 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 142.42) = 442.34 mm

Sa는 작은 값인 330.42 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 330.42 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 35.148 = 375.741 ㎜

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	375.741	305.000	445.000	692.500	O.K
2	375.741	305.000	445.000	692.500	O.K
3	375.741	305.000	445.000	692.500	O.K
4	375.741	305.000	445.000	692.500	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ ㎜

$= (200 + 1.67 \times 235.222 + 6.66 \times 8.327) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

= 648.279 ㎜

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1500 - 120 - 50 = 1330 ㎜ ≥ 648 ㎜ ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1500.000	1389.616	O.K	288.400	169.525	O.K
SHOE 2	1500.000	1121.111	O.K	288.400	168.837	O.K
SHOE 3	1500.000	1123.601	O.K	288.400	168.075	O.K
SHOE 4	1500.000	1198.557	O.K	288.400	166.950	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1389.616	89.079	127.462	1290.000	1580.000	
2	1121.111	89.135	126.945	1290.000	1380.000	
3	1123.601	89.784	126.372	1290.000	1380.000	
4	1198.557	90.414	125.526	1290.000	1720.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2446.681	3177.600	O.K	2702.571	3574.800	O.K
2	2089.050	3177.600	O.K	2328.082	3574.800	O.K
3	2096.694	3177.600	O.K	2327.551	3574.800	O.K
4	2200.833	3177.600	O.K	2434.918	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	593.860	7546.800	O.K	849.749	7546.800	O.K
2	594.236	7546.800	O.K	846.303	7546.800	O.K
3	598.559	7546.800	O.K	842.481	7546.800	O.K
4	602.757	7546.800	O.K	836.842	7546.800	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1190.829 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 837.568 x 0.050 / 1.15 = 36.416 kN

  Hx2 = 118.451 / 1.33 = 89.061 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 89.061 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (9.170 / 4.790)] x 4.790 = 17.3 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 17.326 x 35.148 / 2 / 4EA / 1.25 = 60.898 kN

  Hy2 = 169.525 / 1.33 = 127.462 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 127.462 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 305.000 mm b1y = 445.000 mm

b2x = 845.000 mm b2y = 1275.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1690.000 mm > 5 x b1x = 1525.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2550.000 mm > 5 x b1y = 2225.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 305.000/1525.000) x 1389.616 x 10^3 /150.000

= 1852.821 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 445.000/2225.000) x 1389.616 x 10^3 /150.000

= 1852.821 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 89.061 x 10^3 / 150.000

= 593.741 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 127.462 x 10^3 / 150.000

= 849.749 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 305.000 + 1275.000 = 1580.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 445.000 + 845.000 = 1290.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1852.821 + 849.749 = 2702.571 mm^2

Bxo = 1580.000 mm 범위내에서 D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1852.821 + 593.860 = 2446.681 mm^2

Byo = 1290.000 mm 범위내에서 D16 - 16 EA

As = 198.600 x 16 = 3177.600 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 127.462 x 10^3 / 150.000 = 849.749 mm^2

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 18 = 7546.800 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 89.061 x 10^3 / 150.000 = 593.741 mm^2

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 18 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 18 = 7546.800 mm^2 ∴ O.K

종점 교대

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정
- 5) 기초 중앙 작용력 산정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

▣ 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	5852.281	1787.818	O.K
	활동에 대한 안정	833.096	427.831	O.K
	지지력에 대한 안정	1000	440.994	O.K
지진시	전도에 대한 안정	5686.431	3317.106	O.K
	활동에 대한 안정	814.496	562.328	O.K
	지지력에 대한 안정	1500	665.152	O.K

■ 단면 휨 설계

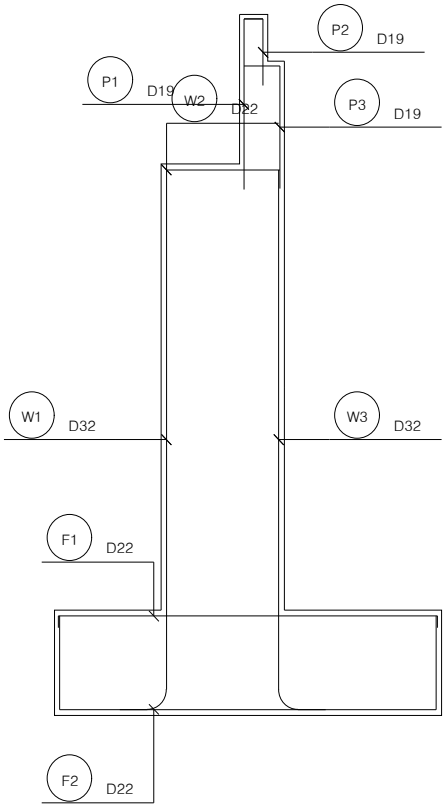
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1800	100	2090.98	3096.8	898.24	1324.481	1.475	O.K
후면저판		1800	100	2229.13	3096.8	957.009	1324.481	1.384	O.K
벽체 : H=10.275		2200	100	3903.58	6353.6	2061.798	3326.662	1.613	O.K
흉벽		800	80	751.277	2292	136.876	410.961	3.002	O.K
좌측날개벽	A(T=500 mm)	500	80	2378.86	3096.8	244.165	313.686	1.285	O.K
	화부(T=450	450	80	1065.49	3096.8	98.401	274.202	2.787	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	2016.98	3096.8	208.391	313.686	1.505	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	2544.61	3096.8	260.387	313.686	1.205	O.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	620	80	1699.46	3096.8	228.6	408.448	1.787	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	1450.29	3096.8	195.761	408.448	2.086	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1844.15	3096.8	247.563	408.448	1.65	O.K

■ 사용성 검토

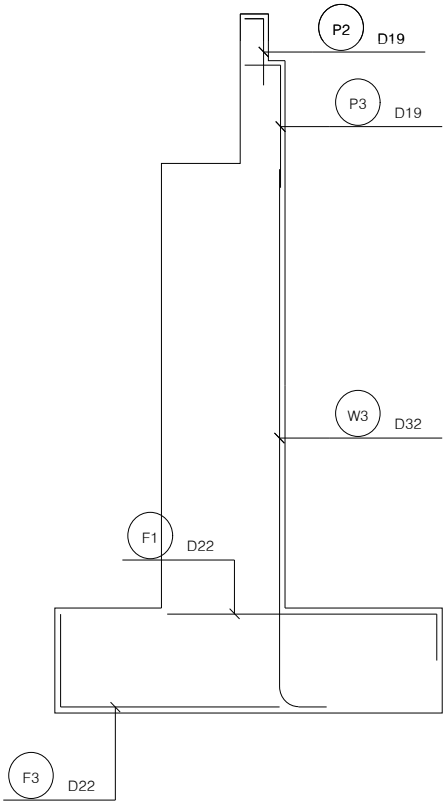
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		114.064	150	125	467.9	O.K
후면저판		103.043	150	125	541.746	O.K
벽체 : H=10.275		81.373	150	125	757.766	O.K
흉벽		52.089	150	125	1209.467	O.K
좌측날개벽	A(T=500 mm)	121.516	150	125	475.561	O.K
	화부(T=450	55.896	150	125	1127.1	O.K
	B(T=500 mm)	103.712	150	125	586.813	O.K
	C(T=500 mm)	129.59	150	125	435.187	O.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	87.596	150	125	719.211	O.K
	B(T=620 mm)	75.012	150	125	839.861	O.K
	C(T=620 mm)	94.862	150	125	657.652	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

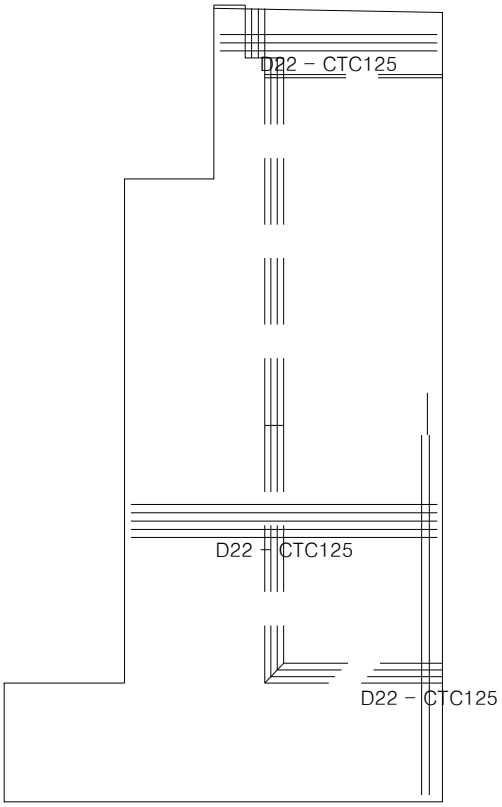


- ② Cycle (CTC = 250)

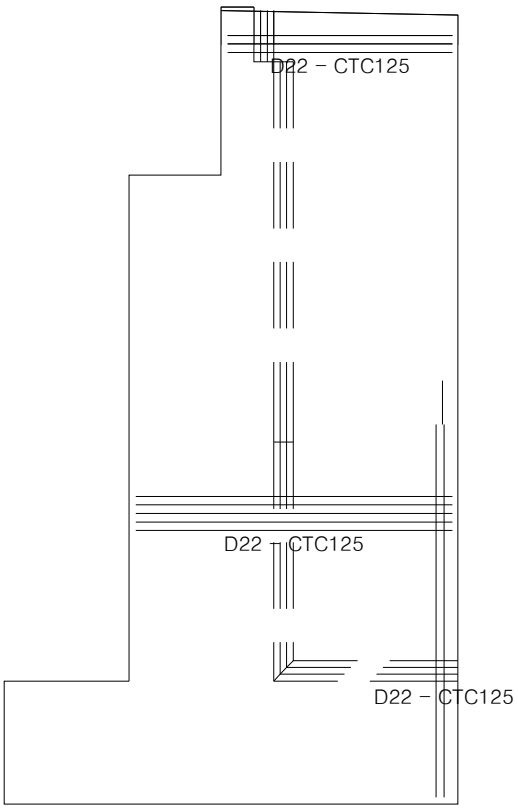


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대
(2) 상 부 형 식	: STEEL BOX
(3) 교 량 등 급	: 1 등교
(4) 교 대 총 폭	: B = 9.170 M
(5) 교 대 총높이	: H = 12.075 M
(6) 기 초 형 식	: MASS 기초
(7) SKEW	: 90.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: γc = 25.000 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량	: γs1 = 20.000 kN/m³ (토사)	[도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량	: γs2 = 20.000 kN/m³	
(4) 과 재 하 중	: ql = 10.000 kN/m	
(5) 상부 고정하중 반력	: Rd = 244.917 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 105.474 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.050	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치	: N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각	: Φ2 = 42.386 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력	: C = 450.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력	: Qa = 600.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.600 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0 : 암과 콘크리트
(7) 지반 가속도 계수	: A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수

- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도	: fck = 24.000 MPa	
- 탄성계수	: Ec = 26986.000 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300)	: fy = 300.000 MPa	
- 탄성계수	: Es = 200000.000 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]

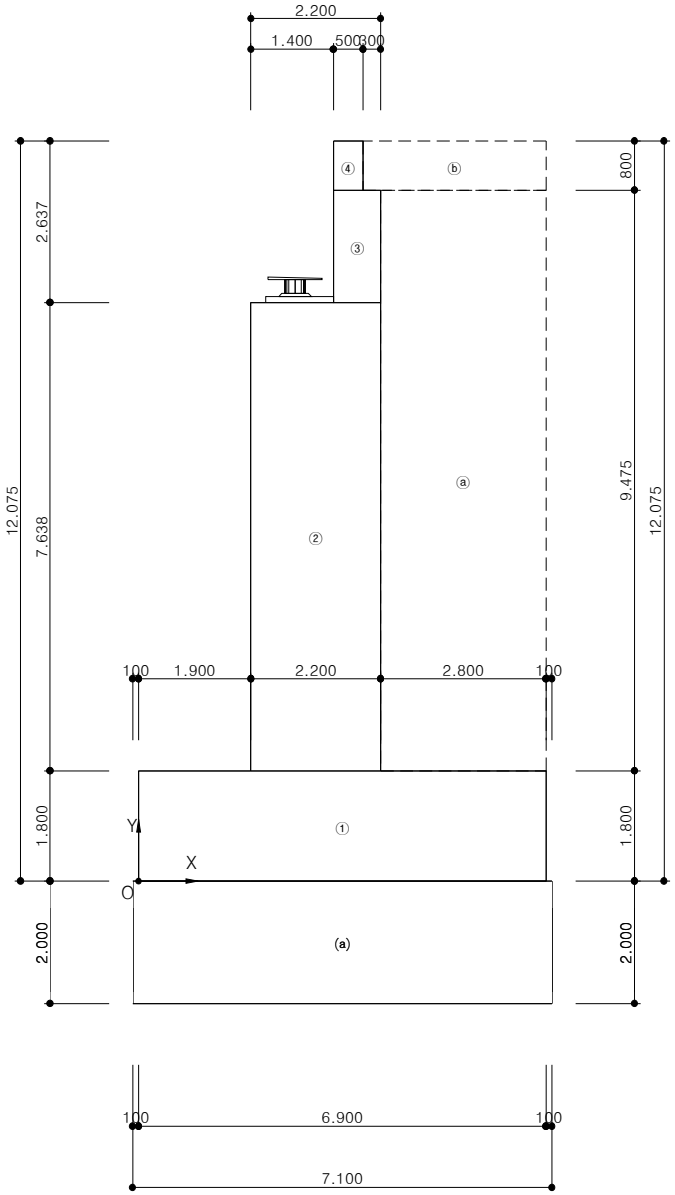
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

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

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
고정하중	1107.166	1138.725	2245.892
활하중	735.865	231.332	967.197

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
교축방향	116.060	116.140	232.200
직각방향	270.090	269.710	539.800

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	6.900 × 1.800	= 12.420	25.000	310.500	23.909
	②	2.200 × 7.638	= 16.803	25.000	420.077	32.346
	③	0.800 × 1.837	= 1.469	25.000	36.737	2.829
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 31.093		777.315	59.853
뒷채움재	ⓐ	2.800 × 9.475	= 26.529	20.000	530.579	40.855
	ⓑ	3.100 × 0.800	= 2.480	20.000	49.600	3.819
	소계		= 29.009		580.179	44.674
총 계					1357.494	104.527

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	3.450	0.900	1071.225	21.518
	②	3.000	5.619	1260.232	181.748
	③	3.700	10.356	135.927	29.295
	④	3.550	11.675	35.500	8.989
	소 계			2502.885	241.551
뒷채움재	ⓐ	5.500	6.537	2918.185	267.079
	ⓑ	5.350	11.675	265.360	44.588
	소 계			3183.545	311.667
총 계				5686.430	553.218

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 2502.885 / 777.315 = 3.220 m
  Y = 241.551 / 59.853 = 4.036 m
- 뒷채움재 : X = 3183.545 / 580.179 = 5.487 m
  Y = 311.667 / 44.674 = 6.977 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

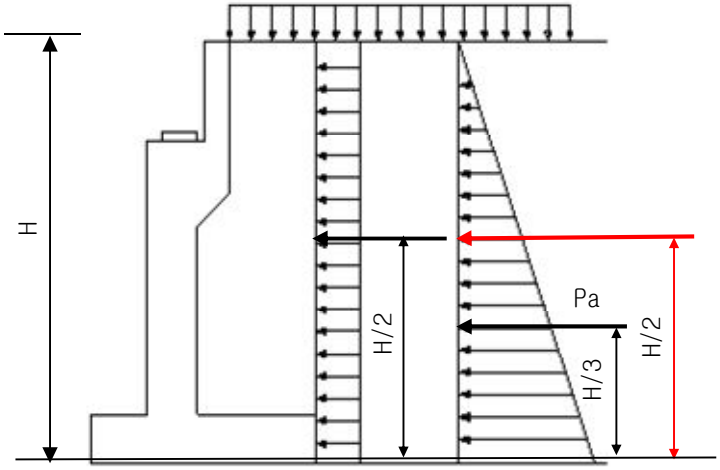
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 12.075 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 12.075² x cos(0.000)

= 395.109 kN

y = H / 3 = 4.025 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 12.075 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 12.075² x cos(0.000)

= 457.801 kN

y = H / 2 = 6.037 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 10.275 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 10.275² x cos(11.667 + 0.000)

= 259.501 kN

y = H / 3 = 3.425 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.275 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.275² x cos(0.000 + 0.000)

= 331.483 kN

y = H / 2 = 5.137 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 2245.892 ÷ 9.170 = 244.917 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 967.197 ÷ 9.170 = 105.474 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

Ph = Rd x μs x sinθ (μs = 가동받침의 마찰계수)

= 244.917 x 0.050 x sin90.0

= 12.246 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

- 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

F1 = Fm1 + Fm2

Fm1 = Rd x Kh x $\cos^2$ θ

Fm2 = Rd x Kh x $\sin^2$ θ (Kh x sinθ ≤ μs 일 때)

Rd x μs x sinθ (Kh x sinθ > μs 일 때)

F1 = 244.917 x 0.185 x $\cos^2$ 90.0 + 244.917 x 0.050 x sin90.0

= 12.246 kN/m

- 교량받침에 작용하는 지진시 수평력

F2 = 58.866 x cos90.0 + 25.322 x sin90.0

= 25.322 kN/m

F1 ≤ F2 이므로, 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력은

Fm = 25.322 kN/m

Kh : 설계수평진도 = 0.154 x 1.200 = 0.185 (가속도계수 x 지반계수)

Rd : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진시의 상부로 부터의 연직반력 (kN)

μs : 가동받침의 마찰계수

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.100 = 31.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 12.075 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 12.075 x cos0.000

= 32.722 kN

y = H / 2 = 6.037 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 10.275 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 10.275 x cos11.667

= 25.257 kN

y = H / 2 = 5.137 m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	777.315	-	3.220	4.036	2502.886	-
2. 교대구체(지진시)	777.315	59.853	3.220	4.036	2502.886	241.550
3. 뒷채움재(평상시)	580.179	-	5.487	6.977	3183.545	-
4. 뒷채움재(지진시)	580.179	44.674	5.487	6.977	3183.545	311.668
5. 배면토압(평상시)	-	395.109	-	4.025	-	1590.265
6. 배면토압(지진시)	-	457.801	-	6.037	-	2763.888
7. 뒷채움 상재하중	31.000	32.722	5.350	6.037	165.850	197.553
8. 상부 고정하중반력	244.917	-	2.650	-	649.030	-
9. 상부 활하중반력	105.474	-	2.650	-	279.506	-
10. 교량받침마찰력	-	12.246	-	9.838	-	120.473
11. 상부관성력	-	25.322	-	9.838	-	249.112

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	1388.494	427.831	5852.281	1787.818
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1388.494	427.831	5852.281	1787.818
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1357.494	562.328	5686.431	3317.106
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	1738.885	427.831	6780.817	1787.818
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)	1738.885	440.077	6780.817	1908.291
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)	1602.411	587.650	6335.461	3566.218

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

③ Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	거리(m)	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
ⓐ	7.100	2.000	14.200	3.550	333.700	25.695	1184.635
계	-	-	14.200	-	333.700	25.695	1184.635

* 수평력(H)는 V x Kh(=0.077)로 산정한다.
* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.
  e = 7.100/2 - 1184.635/333.700 = 0.000 m
  x = 3 x (7.100/2 - -0.000) = 10.650 m
* 저면반력의 작용폭(x = 10.650m)이 B(= 7.100m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포
  Qmax = (333.700/7.100) x (1 + 6 x -0.000/7.100) = 47.000 kN
  Qmin = (333.700/7.100) x (1 - 6 x -0.000/7.100) = 47.000 kN

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 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)	비 고
COMB 1	5852.281	1787.818	1388.494	3.273	0.523	1.150	O.K
COMB 2	5852.281	1787.818	1388.494	3.273	0.523	1.150	O.K
COMB 3	5686.431	3317.106	1357.494	1.714	1.705	2.300	O.K
COMB 4	6780.817	1787.818	1738.885	3.793	0.579	1.150	O.K
COMB 5	6780.817	1908.291	1738.885	3.553	0.648	1.150	O.K
COMB 6	6335.461	3566.218	1602.411	1.777	1.722	2.300	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

- 직접기초바닥면에서의 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/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	(m)	허용안전율
COMB 1	1388.494	833.096	427.831	1.947	1.500	O.K
COMB 2	1388.494	833.096	427.831	1.947	1.500	O.K
COMB 3	1357.494	814.496	562.328	1.448	1.200	O.K
COMB 4	1738.885	1043.331	427.831	2.439	1.500	O.K
COMB 5	1738.885	1043.331	440.077	2.371	1.500	O.K
COMB 6	1602.411	961.447	587.650	1.636	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)

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한[

[도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	1388.494	4064.463	0.523	339.704	109.758	1000.000	O.K
COMB 2	1388.494	4064.463	0.523	339.704	109.758	1000.000	O.K
COMB 3	1357.494	2369.325	1.705	565.513	0.000	1500.000	O.K
COMB 4	1738.885	4992.999	0.579	425.812	125.213	1000.000	O.K
COMB 5	1738.885	4872.526	0.648	440.994	110.030	1000.000	O.K
COMB 6	1602.411	2769.243	1.722	665.152	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (6.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

지지력에 대한 안정은 "Qmax + MASS에 의한 반력(= 47.000 kN)"의 값으로 검토한다.

:『MASS기초의 반력산정』 참조

- 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 => COMB 1,2,4,5

- 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 => COMB 3,6

지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』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 (√(6.900 x 9.170) / 0.3)^-¾) = 285.286 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 9.170 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.900 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

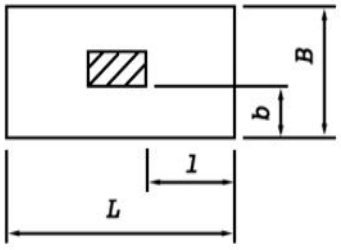
β = ⁴ √[(3 x 285.286) / (26986000.000 x 1.800³)] = 0.048 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 2.800) = 2.800

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.450, 뒷굽기준으로 검토

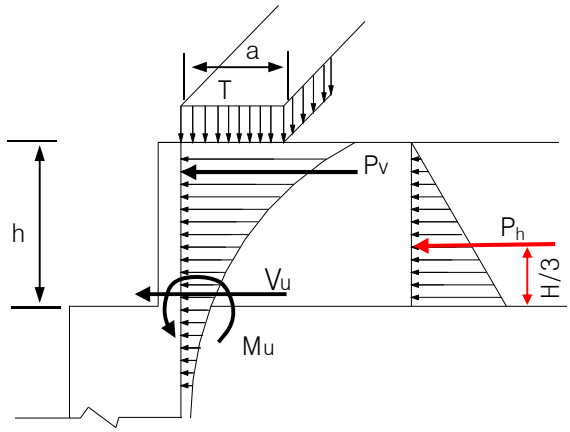


βλ = 0.048 x 2.800 = 0.135 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.637 - 0.36) = 65.493 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.637^2 x cos11.667 = 17.091 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.637 x 17.091 = 15.023 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 17.091 = 77.955 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 65.493 + 1.70 x 15.023 = 136.876 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.837 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.829 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.829 + 0.770 = 3.599 kN

Mw = 2.829 x 1.837/2 + 0.770 x (1.837 + 0.800/2) = 4.320 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.637^2 x cos0.000 = 21.832 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.637 x 21.832 = 28.784 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.599 + 1.00 x 21.832 = 25.431 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 4.320 + 1.00 x 28.784 = 33.105 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	77.955	136.876	
지진시	25.431	33.105	
설계단면력	77.955	136.876	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.275 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	35.945	4.321	-	1.000	35.945	155.334
2. 배면토압(평상시)	259.501	3.425	1.700	-	441.152	1510.890
3. 배면토압(지진시)	331.483	5.137	-	1.000	331.483	1702.932
4. 뒷채움 상재하중	25.257	5.137	1.700	-	42.937	220.580
5. 교량받침마찰력	12.246	8.038	0.000	-	-	-
6. 상부관성력	25.322	8.038	-	1.000	25.322	203.532

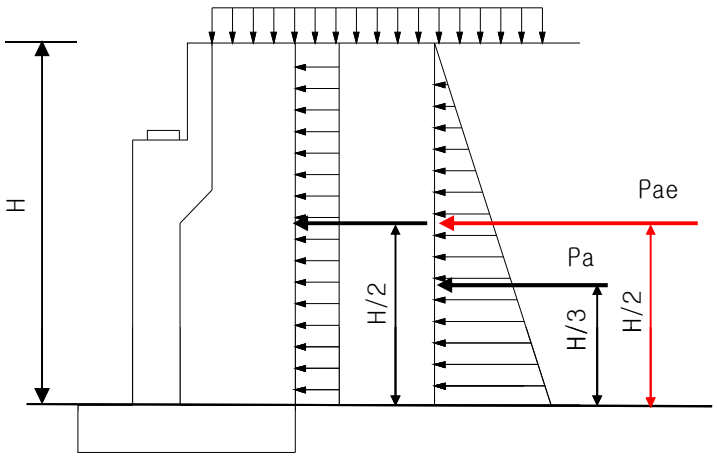
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 35.945 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 155.334 kN.m

y = Mo / Ho = 155.334 / 35.945 = 4.321



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 10.275 m)	484.089	1731.470	
지진시(H = 10.275 m)	392.750	2061.798	
설계단면력	484.089	2061.798	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	777.315	-	3.220	4.036	2502.886	-
2. 교대구체(지진시)	777.315	59.853	3.220	4.036	2502.886	241.550
3. 뒷채움재(평상시)	580.179	-	5.487	6.977	3183.545	-
4. 뒷채움재(지진시)	580.179	44.674	5.487	6.977	3183.545	311.668
5. 배면토압(평상시)	-	395.109	-	4.025	-	1590.265
6. 배면토압(지진시)	-	457.801	-	6.037	-	2763.888
7. 토압의 연직분력	57.852	-	5.967	-	345.184	-
8. 뒷채움 상재하중	31.000	32.722	5.350	6.037	165.850	197.553
9. 상부 고정하중반력	244.917	-	2.650	-	649.030	-
10. 상부 활하중반력	105.474	-	2.650	-	279.506	-
11. 교량받침마찰력	-	12.246	-	9.838	-	120.473
12. 상부관성력	-	25.322	-	9.838	-	249.112

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	1929.741	727.313	8335.751	3039.291
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1903.391	727.313	8194.778	3039.291
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1357.494	562.328	5686.431	3317.106
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	2474.902	727.313	9780.428	3039.291
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	2358.899	743.233	9401.875	3195.906
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	1602.411	587.650	6335.461	3566.218

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	1929.741	5296.459	0.705	451.209	108.136	356.740	247.354
COMB 2	1903.391	5155.487	0.741	453.700	98.007	355.756	242.346
COMB 3	1357.494	2369.324	1.705	518.514	0.000	330.363	112.504
COMB 4	2474.902	6741.137	0.726	585.181	132.182	460.442	316.008
COMB 5	2358.899	6205.969	0.819	585.377	98.362	451.271	295.991
COMB 6	1602.411	2769.242	1.722	618.152	0.000	391.615	129.307

註) B : 기초의 폭원 (6.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

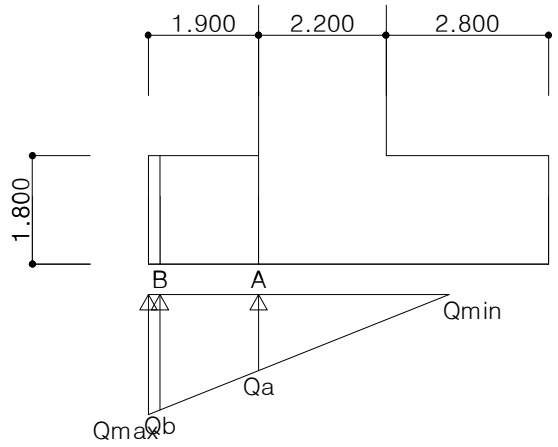
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 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 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.200 x 25.000 = 9.000 kN

Ma = 1.800 x 1.900 x 25.000 x 1.900 / 2 = 81.225 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.200 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.200

Ma = Qa x 1.900² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.900² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	451.209	356.740	441.265	89.247	757.594	77.547	652.001
COMB 2	453.700	355.756	443.390	89.709	759.999	78.009	654.406
COMB 3	518.514	330.363	498.708	101.722	822.713	92.722	741.488
COMB 4	585.181	460.442	572.051	115.723	981.201	104.023	875.608
COMB 5	585.377	451.271	571.261	115.664	975.919	103.964	870.326
COMB 6	618.152	391.615	594.306	121.246	979.465	112.246	898.240

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

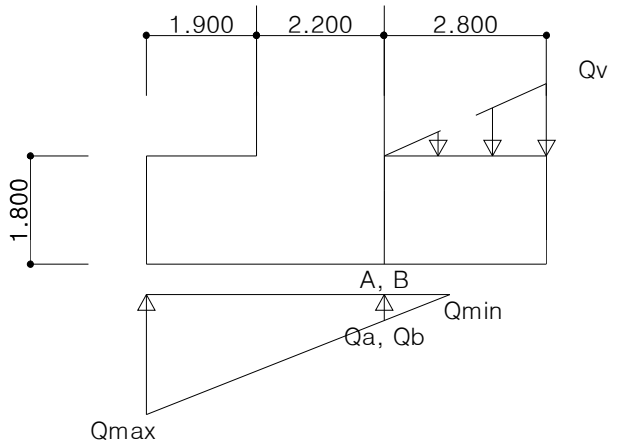
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 2.800 x 25.000 = 126.000 kN

Ma = 1.800 x 2.800 x 25.000 x 2.800 / 2 = 176.400 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 580.179 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 580.179 kN

Ma = 580.179 x (5.487 - 4.100) = 804.811 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 2.800 = 28.000 kN

Ma = 10.000 x 2.800 x 2.800 / 2 = 39.200 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 10.275^2 x sin11.667

= 57.852 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 57.852 / 2.800

= 41.323 kN

Vb = 41.323 x 2.800 / 2 = 57.852 kN

Ma = 41.323 x 2.800 x 2.800 / 3 = 107.991 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 2.800 + (Qb - Qmin) / 2 x 2.800

Ma = Qmin x 2.800^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 2.800^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 4.100)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x $(\chi - 4.100)^2$ / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	108.136	247.354	247.354	497.685	605.804	578.896	937.635
COMB 2	98.007	242.346	242.346	476.495	572.792	576.286	937.327
COMB 3	0.000	112.504	112.504	63.908	24.202	642.271	957.009
COMB 4	132.182	316.008	316.008	627.465	758.352	449.117	785.087
COMB 5	98.362	295.991	295.991	552.094	643.814	500.687	866.304
COMB 6	0.000	129.307	129.307	70.118	25.348	636.061	955.863

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 2 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H

COMB 5 = 1.300D + 1.300L + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1700.0	100.0	898.2	112.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 53.578) / 53.578 = 0.09219

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2090.975 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.481]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2090.975 mm²

ρmin = Max(2090.975, 1800.000) / bd = 0.00123

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00182

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (1700.00 - a/2) = 1324.481 kN.m

≥ Mu (= 898.240 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.475]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1700.00 = 1110.435 kN

≥ Vu (= 112.246 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (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 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1700.0	100.0	957.0	642.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 53.578) / 53.578 = 0.09219

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2229.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.389]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2229.125 mm²

ρmin = Max(2229.125, 1800.000) / bd = 0.00131

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00182

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (1700.00 - a/2) = 1324.481 kN.m

≥ Mu (= 957.009 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.384]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1700.00 = 1110.435 kN

≥ Vu (= 642.271 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (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 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=10.275

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2200.0	2100.0	100.0	2061.8	484.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2100.00 - 109.924) / 109.924 = 0.05431

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3903.584 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.628]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00303

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) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (2100.00 - a/2) = 3326.662 kN.m

≥ Mu (= 2061.798 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.613]

* 전단에 대한 검토 (d = 2100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2100.00 = 1371.714 kN

≥ Vu (= 484.089 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2200.0 x 1000.0 = 3300.000 ㎟ > 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (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 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	136.9	78.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 39.654) / 39.654 = 0.05147

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 751.277 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.051]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00318

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) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (720.00 - a/2) = 410.961 kN.m

≥ Mu (= 136.876 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.002]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 77.955 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.637 - 0.36) = 65.493 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.637^2 x cos11.667 = 17.091 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.637 x 17.091 = 15.023 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 17.091 = 45.856 kN

Ms = 65.493 + 15.023 = 80.515 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.275 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	35.945	4.321	-	1.000	35.945	155.334
2. 배면토압(평상시)	259.501	3.425	1.000	-	259.501	888.759
3. 배면토압(지진시)	331.483	5.137	-	1.000	331.483	1702.932
4. 뒷채움 상재하중	25.257	5.137	1.000	-	25.257	129.753
5. 교량받침마찰력	12.246	8.038	1.000	-	12.246	98.431
6. 상부관성력	25.322	8.038	-	1.000	25.322	203.532

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 35.945 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 155.334 kN.m

y = Mo / Ho = 155.334 / 35.945 = 4.321

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	284.758	1018.512	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	1446.346	427.831	6197.464	1787.818
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1446.346	427.831	6197.464	1787.818
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1357.494	562.328	5686.431	3317.106
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1796.737	427.831	7126.000	1787.818
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	1796.737	440.077	7126.000	1908.291
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	1602.411	587.650	6335.461	3566.218

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

② 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	1446.346	4409.647	0.401	282.740	136.490	242.469	195.838
COMB 2	1446.346	4409.647	0.401	282.740	136.490	242.469	195.838
COMB 3	1357.494	2369.324	1.705	518.514	0.000	330.363	112.504
COMB 4	1796.737	5338.183	0.479	368.848	151.946	309.121	239.964
COMB 5	1796.737	5217.709	0.546	384.030	136.763	315.942	237.103
COMB 6	1602.411	2769.242	1.722	618.152	0.000	391.615	129.307

註) B : 기초의 폭원 (6.900m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

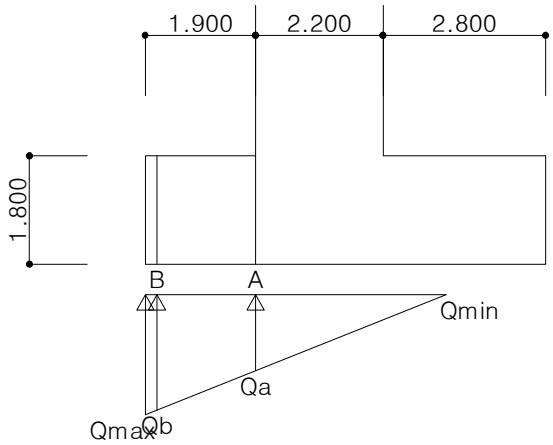
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 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 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.200 x 25.000 = 9.000 kN

Ma = 1.800 x 1.900 x 25.000 x 1.900 / 2 = 81.225 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.200 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.200

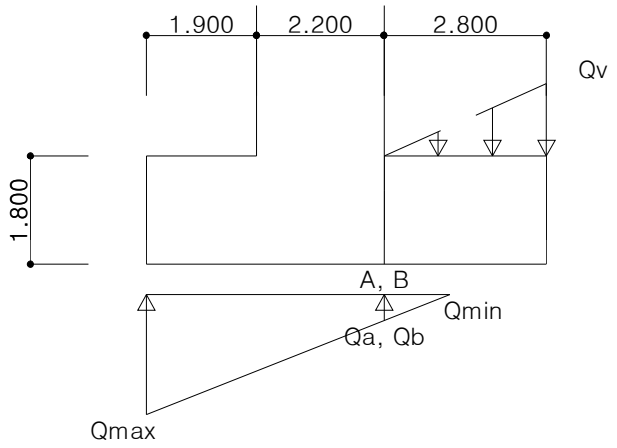
Ma = Qa x 1.900^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.900^2 x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	282.740	242.469	278.501	56.124	486.116	47.124	404.891
COMB 2	282.740	242.469	278.501	56.124	486.116	47.124	404.891
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	368.848	309.121	362.561	73.141	629.835	64.141	548.610
COMB 5	384.030	315.942	376.863	76.089	652.208	67.089	570.983
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 2.800 + (Qb - Qmin) / 2 x 2.800

Ma = Qmin x 2.800^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 2.800^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 4.100)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 4.100)² / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	136.490	195.838	195.838	465.260	612.590	326.771	515.812
COMB 2	136.490	195.838	195.838	465.260	612.590	326.771	515.812
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	151.946	239.964	239.964	548.673	710.637	243.358	417.765
COMB 5	136.763	237.103	237.103	523.413	667.222	268.618	461.179
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 570.983 x 1000000 / [3096.800 x (1700.000 - 250.671/3)]
= 114.064 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x3096.800)]
= 250.671 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

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 / 114.06) - 2.5 x 89.00 = 467.90 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 114.06) = 552.32 mm
Sa는 작은 값인 467.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 467.90 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 515.812 x 1000000 / [3096.800 x (1700.000 - 250.671/3)]
= 103.043 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x3096.800)]
= 250.671 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

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 / 103.04) - 2.5 x 89.00 = 541.75 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.04) = 611.40 mm
Sa는 작은 값인 541.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 541.75 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=10.275

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1018.512 x 1000000 / [6353.600 x (2100.000 - 390.006/3)]
= 81.373 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2100.0/(7x6353.600)]
= 390.006 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 81.37) - 2.5 x 84.00 = 757.77 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 81.37) = 774.21 mm
Sa는 작은 값인 757.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 757.77 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 80.515 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 136.798/3)]
= 52.089 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x2292.000)]
= 136.798 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

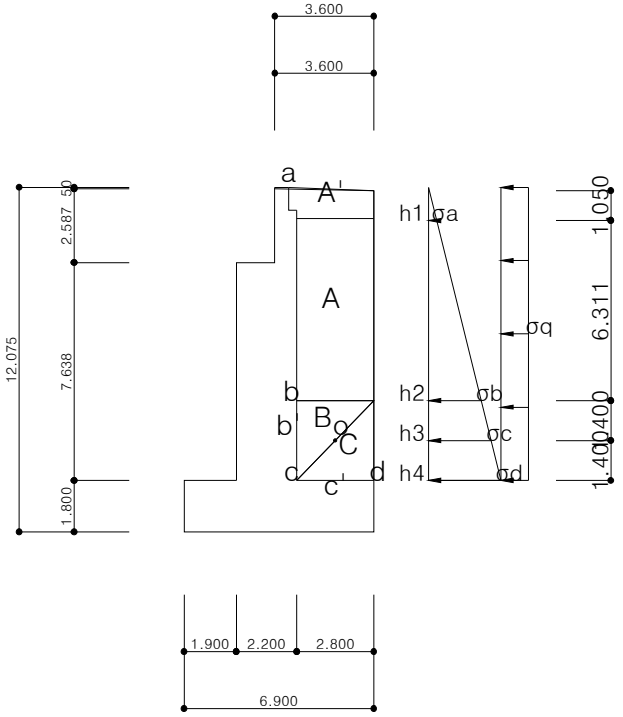
② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 52.09) - 2.5 x 70.50 = 1335.58 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 52.09) = 1209.47 mm
Sa는 작은 값인 1209.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1209.47 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

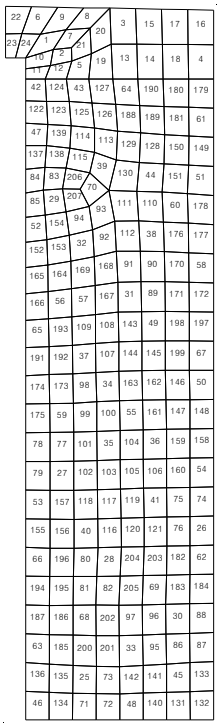


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	244.165	208.391	260.387	98.401
전단력(kN)	0.000	232.492	231.160	242.509	89.876

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	143.626	122.583	153.169	57.883
전단력(kN)	0.000	136.760	135.976	142.653	52.868

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	244.2	232.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2378.857 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.302]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 313.686 kN.m

≥ Mu (= 244.165 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.285]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 232.492 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	98.4	89.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1065.494 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.906]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 98.401 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.787]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 89.876 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	208.4	231.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2016.982 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.535]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 313.686 kN.m

≥ Mu (= 208.391 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.505]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 231.160 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	260.4	242.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2544.609 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.217]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 313.686 kN.m

≥ Mu (= 260.387 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.205]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 242.509 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.626 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]
= 121.516 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x3096.800)]
= 114.994 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.52) - 2.5 x 69.00 = 475.56 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 121.52) = 518.45 mm
Sa는 작은 값인 475.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 475.56 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.883 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 55.896 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 55.90) - 2.5 x 69.00 = 1236.37 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 55.90) = 1127.10 mm
Sa는 작은 값인 1127.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1127.10 mm) ∴ O.K

③ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.583 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]

= 103.712 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x3096.800)]

= 114.994 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.71) - 2.5 x 69.00 = 586.81 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.71) = 607.45 mm

Sa는 작은 값인 586.81 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 586.81 mm) ∴ O.K

④ C(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 153.169 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]

= 129.590 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x3096.800)]

= 114.994 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.59) - 2.5 x 69.00 = 435.19 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 129.59) = 486.15 mm

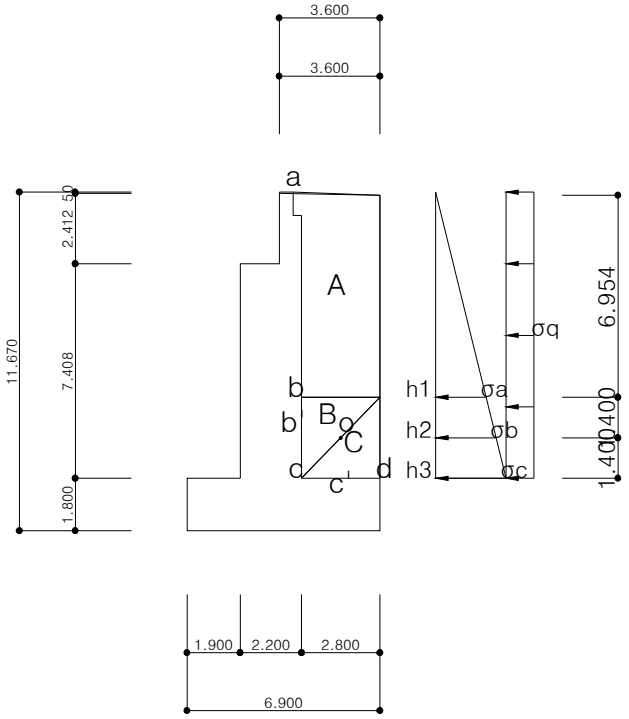
Sa는 작은 값인 435.19 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 435.19 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

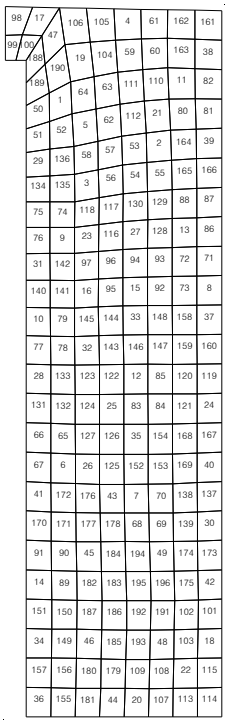


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	228.600	195.761	247.563
전단력(kN)	0.000	218.269	216.940	229.415

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	134.471	115.154	145.625
전단력(kN)	0.000	128.394	127.612	134.950

(2) 철근량 검토

① A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	228.6	218.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1699.461 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.822]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00573

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 408.448 kN.m

≥ Mu (= 228.600 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.787]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 218.269 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	195.8	216.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1450.289 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.135]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00573

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 408.448 kN.m

≥ Mu (= 195.761 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.086]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 216.940 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	247.6	229.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1844.153 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.679]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00573

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 408.448 kN.m

≥ Mu (= 247.563 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.650]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 229.415 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 134.471 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 87.596 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x3096.800)]
= 132.860 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 87.60) - 2.5 x 69.00 = 726.51 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.60) = 719.21 mm
Sa는 작은 값인 719.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 719.21 mm) ∴ O.K

② B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.154 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 75.012 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x3096.800)]
= 132.860 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.01) - 2.5 x 69.00 = 877.33 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 75.01) = 839.86 mm
Sa는 작은 값인 839.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 839.86 mm) ∴ O.K

③ C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 145.625 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 94.862 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x3096.800)]

= 132.860 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.86) - 2.5 x 69.00 = 657.65 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 94.86) = 664.12 mm

Sa는 작은 값인 657.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 657.65 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

  Lp = 0.70 x 10.000 = 7.000 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

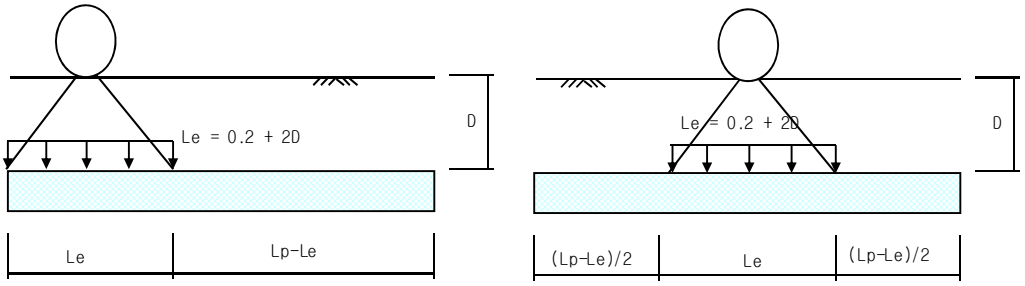
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 7.000 / 2 - 11.250 x 0. = 35.438 kN/m

Md = 11.250 x 7.000² / 8 = 68.906 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 7.000)

= 77.851 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.000/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 143.520 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 35.438 + 2.15 x 77.851

= 213.449 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 68.906 + 2.15 x 143.520

= 398.146 kN/m

2) 단면력 검토

* 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)
1000.0	450.0	350.0	100.0	398.1	213.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 83.119) / 83.119 = 0.00963

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3683.620 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.100]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 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 = 0.01158

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 433.692 kN.m

≥ Mu (= 398.146 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.089]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 213.449 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.000) = 20.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3683.6 ㎟

필요 철근량 : 3683.6 x 0.208 = 765.8 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 212.426 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 168.212 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x4053.600)]

= 115.388 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

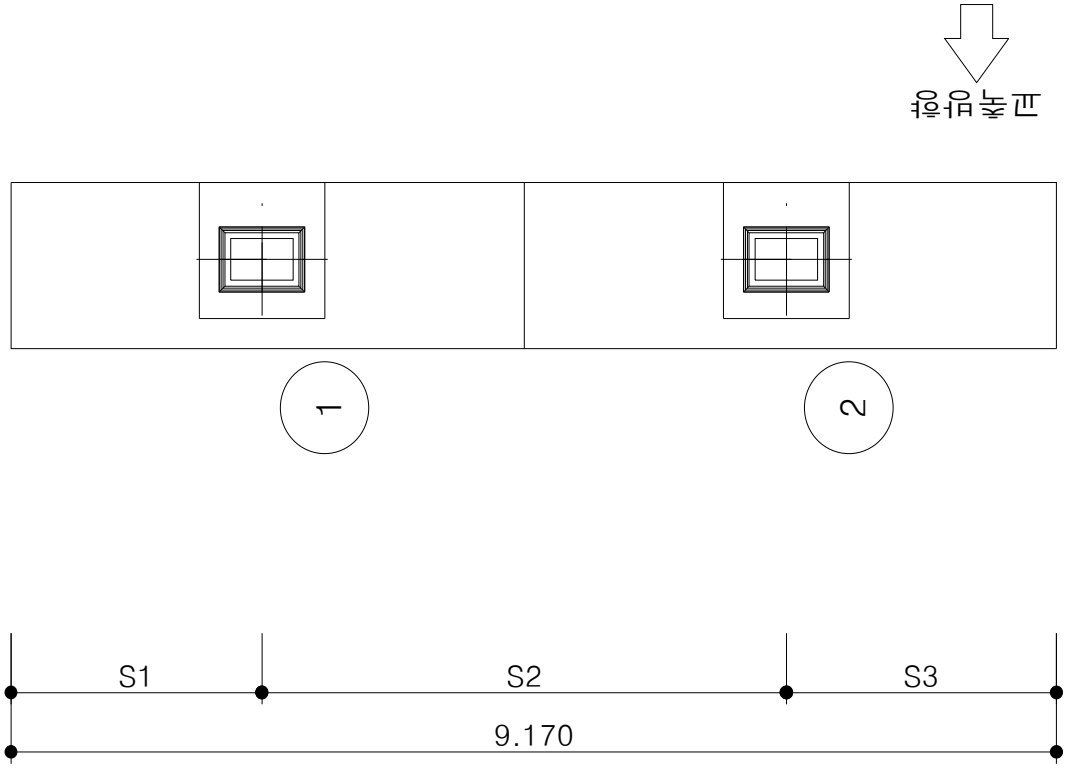
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.21) - 2.5 x 87.50 = 249.41 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 168.21) = 374.53 mm

Sa는 작은 값인 249.41 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 249.41 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



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	350.000	550.000	575.000	O.K
2	425.000	350.000	550.000	575.000	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 180.000 + 6.66 \times 11.723) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

= 578.677 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1400 - 100 - 50 = 1250 mm ≥ 579 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1892.200	O.K	538.000	337.612	O.K
SHOE 2	2000.000	1857.410	O.K	538.000	337.137	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1892.200	109.079	253.844	1300.000	2025.300	
2	1857.410	109.154	253.487	1300.000	2109.700	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3145.004	6303.000	O.K	4215.227	6303.000	O.K
2	3101.051	6303.000	O.K	4166.458	6303.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	727.193	10887.000	O.K	1692.293	10887.000	O.K
2	727.694	10887.000	O.K	1689.912	10887.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1892.200 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 1107.166 x 0.050 / 1.15 = 48.138 kN

  Hx2 = 145.075 / 1.33 = 109.079 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 109.079 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 45.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 139.734 kN

  Hy2 = 337.612 / 1.33 = 253.844 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 253.844 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 350.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 750.000 mm b2y = 2200.600 mm

bcx = 2 x b2x = 1500.000 mm < 5 x b1x = 1750.000 mm

bcy = 2 x b2y = 4401.200 mm > 5 x b1y = 2750.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 350.000/1500.000) x 1892.200 x 10^3 /150.000

= 2417.811 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 550.000/2750.000) x 1892.200 x 10^3 /150.000

= 2522.933 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 109.079 x 10^3 / 150.000

= 727.193 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 253.844 x 10^3 / 150.000

= 1692.293 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 350.000 + 2200.600 = 2550.600 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 750.000 mm가 Bxo/2 = 1275.300 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 750.000 + (350.000+2200.600)/2 = 2025.300 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 550.000 + 750.000 = 1300.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2522.933 + 1692.293 = 4215.227 mm^2

Bxo = 2025.300 mm 범위내에서 D19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 2417.811 + 727.193 = 3145.004 mm^2

Byo = 1300.000 mm 범위내에서 D19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303.000 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 253.844 x 10^3 / 150.000 = 1692.293 mm^2

사용철근 : D19 - 20 EA + D19 - 18 EA

As = 286.500 x 20 + 286.500 x 18 = 10887.000 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 109.079 x 10^3 / 150.000 = 727.193 mm^2

사용철근 : D19 - 20 EA + D19 - 18 EA

As = 286.500 x 20 + 286.500 x 18 = 10887.000 mm^2 ∴ O.K