관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥산~오창 고속도로 민간투자사업
구 조 계 산 서 (Ⅲ)
(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 XII 권 -

22. 부대공

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

4. 병천천교

상부 구조(옥산방향)

S1

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

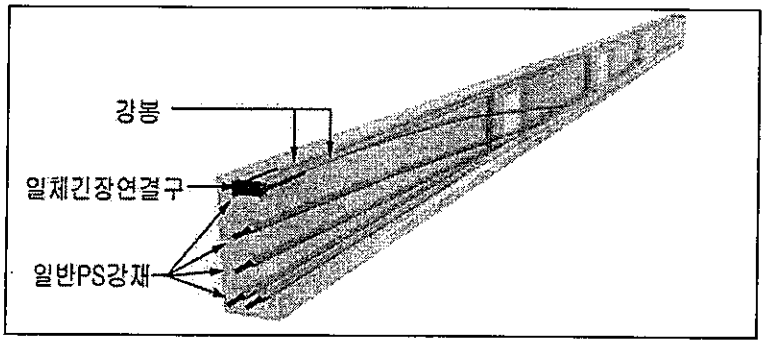
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

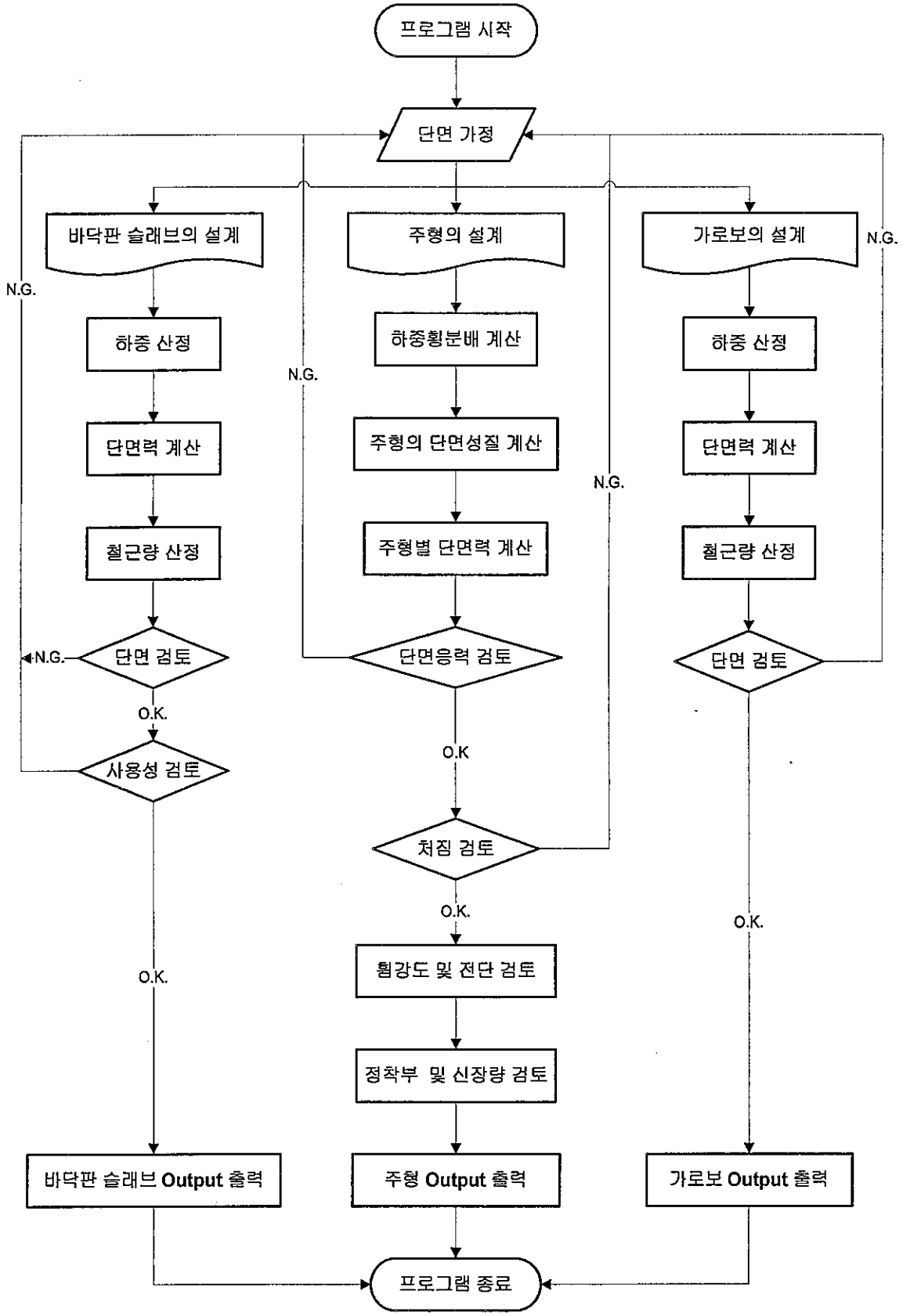
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
N.G.
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
N.G.
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 병천천교 옥산방향(S1)
- 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 : 17.970 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

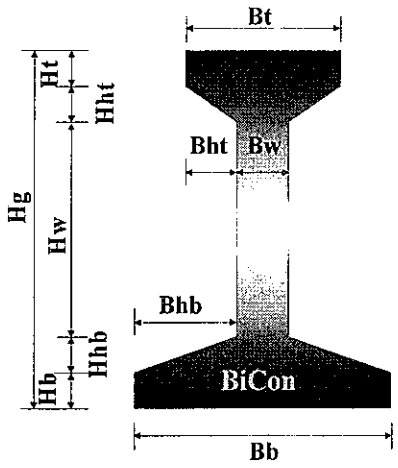
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

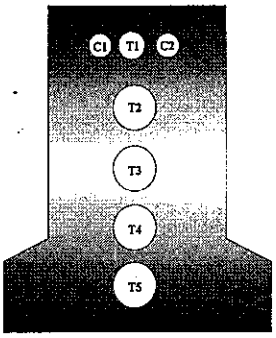
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

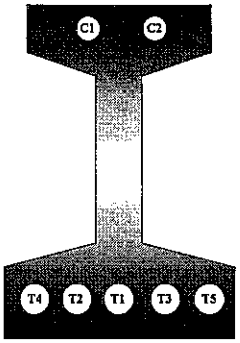
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	15EA	15EA	15EA	15EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-680kN	-680kN	1360kN	3060kN	3060kN	3060kN	3060kN
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.

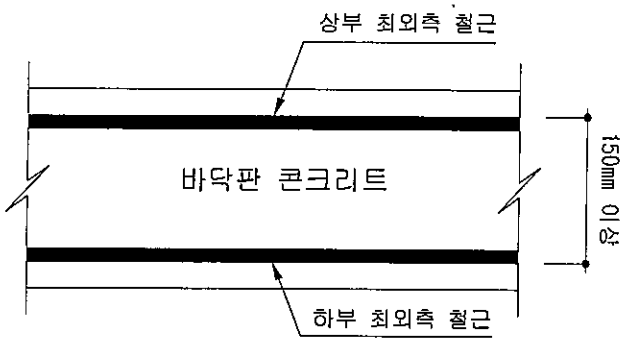
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.780 m / 0.240 m = 7.417 ≤ 15 ---------- O.K

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



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.780 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 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 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

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

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

※ 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

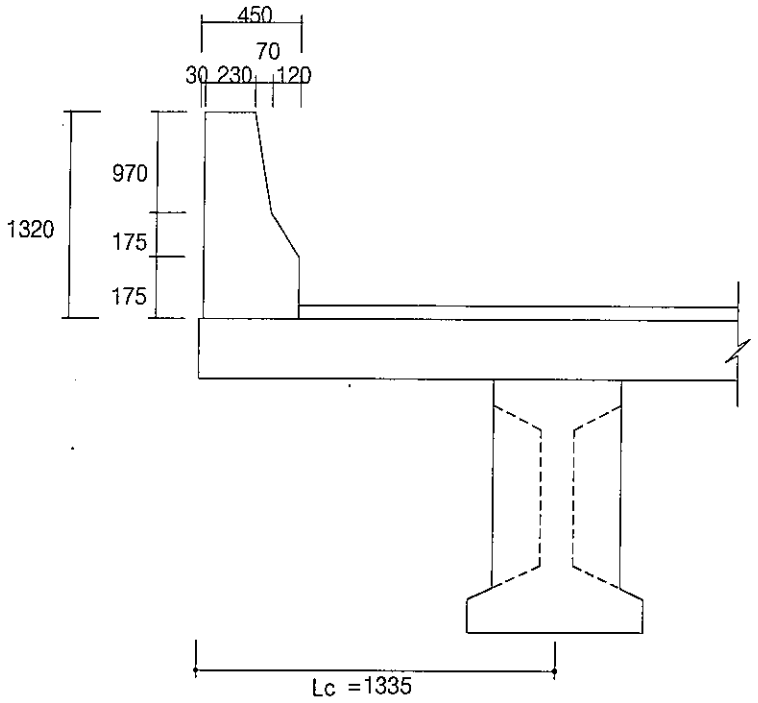
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.185 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 231.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 231.800 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	0.750	7.388
바닥판	0.224	25.000	5.600	0.468	2.618
포 장	0.024	23.500	0.570	0.243	0.138
방음판			0.000	0.790	0.000
합 계			16.020		10.144

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.288 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 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 / 1.288) · 0.185 ·(1 + 0.300) = 17.925 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 8.185° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.288) · 0.075 = 5.608 kN

Mcf = 5.608 × 1.800 = 10.094 kN·m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.144	
2	활하중	Ml	17.925	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.094	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	64.849	38.163	
Case 2	17.331	13.332	
Case 3	51.543	41.133	
Case 4	49.613	38.163	
Case 5	49.561	41.133	
Case 6	79.945	61.496	
Case 7	43.998	36.665	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	79.945	
사 용 하 중	61.496	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 79945405.6 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 79945405.6 = 0 에서

As(req) = 1401.378 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0078

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1401.378

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1401.378 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1868.504

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ φf · Mn = 91.703 kN · m > Mu = 79.945 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 = 0.935 × 1000 / 10 = 93.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (93.5mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 61.496 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 234.592 MPa

Fsmax (=234.592 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 / 234.59) - 2.5 × 52.00 = 205.689 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 234.59) = 268.551 mm

Sa는 작은 값인 205.689 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 205.689 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 17.925 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 68.381 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 = 938.923 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) = 938.923 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 938.923 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.144	
2	활하중	Ml	17.925	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			90.267	
Case 2	1.3		1.3		43.520	
Case 3	1.3	2.6		0.65	61.724	
Case 4	1.3	2.6	1.3		90.126	
Case 5	1.2		1.2	1.2	43.736	
적 용					90.267	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 90266703.1 (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 = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

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 - 90266703.1 = 0 에서

As(req) = 1598.685 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0089

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1598.685

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2131.580

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2802.756

∴ As = 2802.756 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

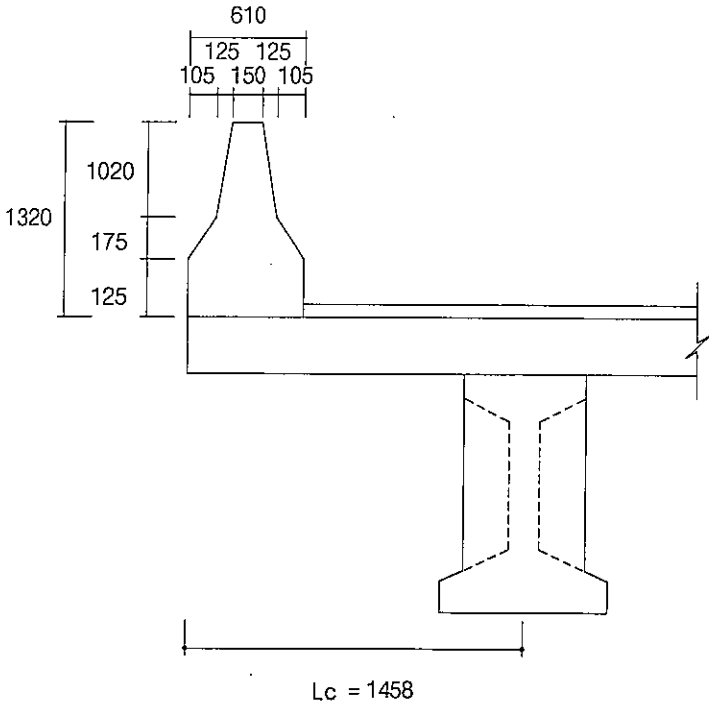
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 153.813 kN · m > Mu = 90.267 kN · m ---------- O.K

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.148 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = ## × L + 180 = 221.44 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.00 mm > Tmin = 221.44 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
중분대	0.482	25.000	12.047	0.753	9.071
바닥판	0.254	25.000	6.350	0.529	3.359
포 장	0.022	23.500	0.526	0.224	0.118
방음판			0.000	0.000	0.000
합 계			18.923		12.548

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.258 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 / 1.258) · 0.148 · (1 + 0.300) = 14.678 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	0.394
활하중 비재하시	0.0030	805.0	0.423

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.548	
2	활하중	Ml	14.678	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	활하중 재하시
			0.423	활하중 비재하시

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.30	2.15				
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30		1.30		
Case 4	1.30	1.30	1.30			
Case 5	1.20		1.20	1.20		

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.00	1.00				
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00		1.00		
Case 4	1.00	1.00	1.00			
Case 5	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	47.869	27.226	
Case 2	46.645	35.881	
Case 3	35.905	27.619	
Case 4	65.726	50.559	
Case 5	43.564	36.304	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	65.726	
사 용 하 중	50.559	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 65726291.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 65726291.7 = 0 에서

As(req) = 1136.493 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1136.493

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1136.493 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1515.324

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 65.726 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.62 × 1000 / 10 = 62 mm

Tcan (240mm) > Tmin (62mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 50.559 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 192.868 MPa

Fsmax (=192.868 MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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 / 192.87) - 2.5 × 52.00 = 278.310 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 192.87) = 326.648 mm

Sa는 작은 값인 278.310 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 278.31 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 14.678 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 55.99 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 761.450 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) = 761.450 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.548	
2	활하중	Ml	14.678	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	
			0.423	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			79.426	
Case 2	1.30		1.30		46.645	
Case 3	1.30	2.60		0.65	54.730	
Case 4	1.30	2.60	1.30		84.807	
Case 5	1.20		1.20	1.20	43.564	
적 용					84.807	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 84807283.5 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0120

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 - 84807283.471 = 0 에서

As(req) = 1493.771 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0083

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1493.771

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1991.695

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2272.986

∴ As = 2272.986 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

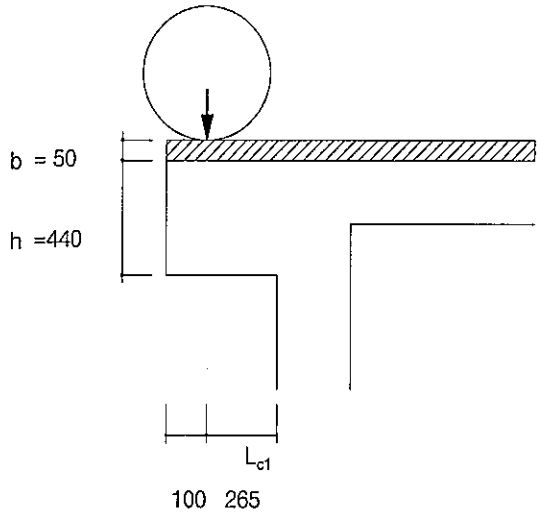
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ ϕ_f · Mn = 131.009 kN · m > Mu = 84.807 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.265 = 0.365 m

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

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.816 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.049 ≤ 0.300 ∴ i = 0.049

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.265 + 0.98 = 1.073 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 30.829 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 67.344 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 67343535.4 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0356

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 + 84320 As - 67343535.4 = 0 에서

As(req) = 822.435 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0033

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 822.435

② As(min) = 868.000 ∴ As = 868 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1096.580

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

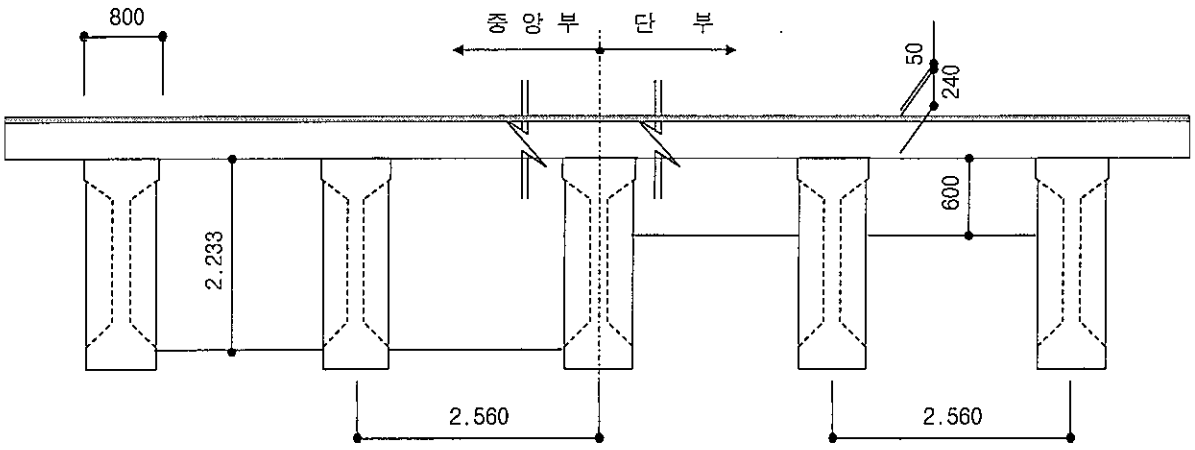
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 104.701 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ φf · Mn = 104.701 kN · m > Mu = 67.344 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

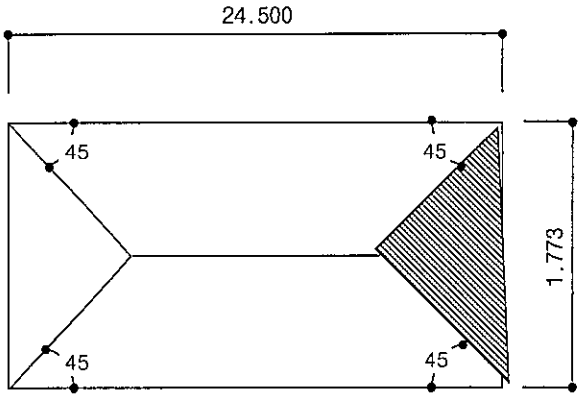
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.560 m

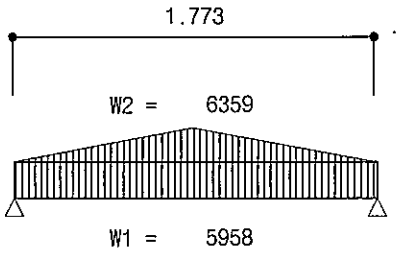
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 83.2 ° 가로보 사지간 1.760 ÷ SIN (83.2) = 1.773 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (83.2) = 0.397 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (83.2) × 0.600 × 2500 × 10 = 5958 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.886 × 2500 + 0.050 × 0.886 × 2350) × 10 = 6359 N/m

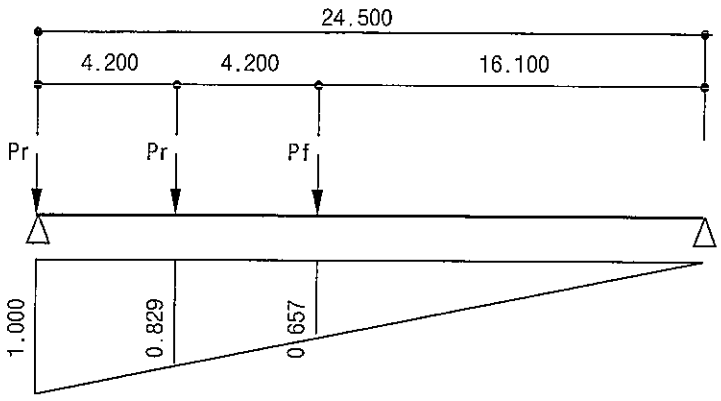
작용 단면력

Rad = 5958 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 6359 × 1/2) × 1/2 = 8098 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5958 \times 1.773^2}{8} + \frac{6359 \times 1.773^2}{12} = 4005 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



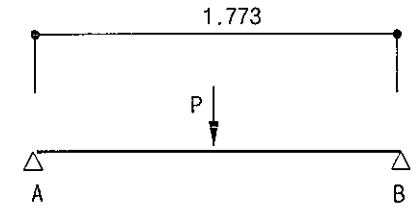
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

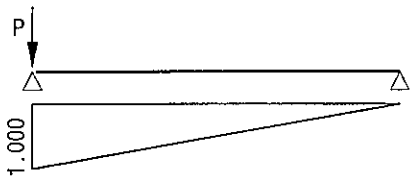
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.829) + 24.0 \times 0.657)\} \times 1.233 = 235.806 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.806 \times 1.773}{4}$$

$$= 104.494 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 235.806 × 1.000 = 235.806 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	4.005	104.494
Vu	kN	8.098	235.806

(4) 극한단면력

Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 × 4.005 + 2.150 × 104.494 = 229.868 kN · m

Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 × 8.098 + 2.150 × 235.806 = 517.510 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

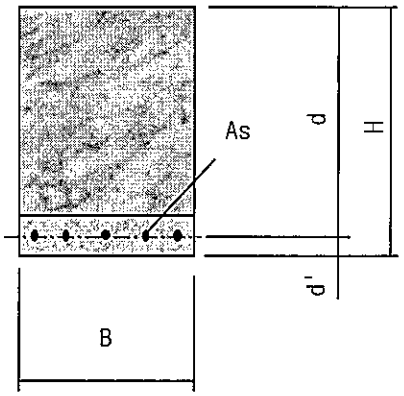
fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 229.868 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

= 229868000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,201.3 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,601.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[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 = 229.868 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.773 ÷ 0.770 = 2.302 < 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 × 2 × (√27 / 3) × 400 × 770 × 10^{-3}

= 853.555 kN > Su = 517.510 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

= 0.8 × √27 / 6 × 400 × 770 × 10^{-3}

= 213.389 kN < Su = 517.510 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

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

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

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

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

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

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.302}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.302}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

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

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 517.510 kN O.K.

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

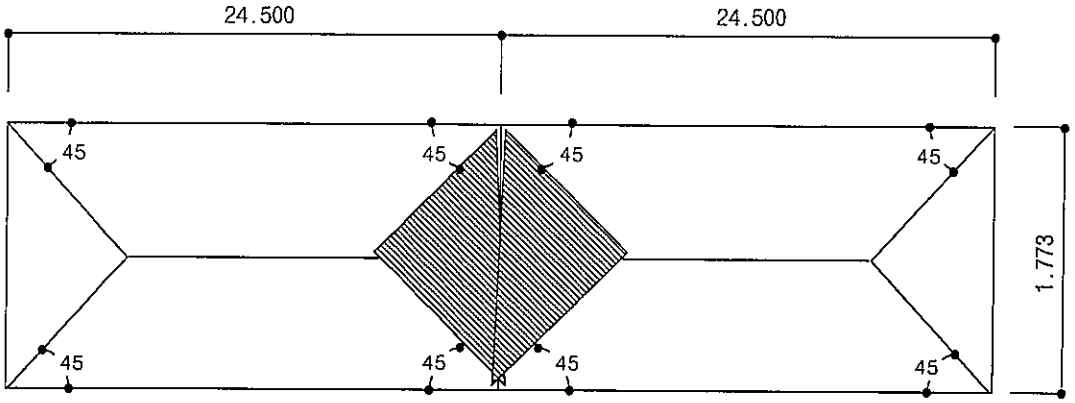
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.560 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 83.2 °　　가로보 사지간 : 1.760 ÷ SIN (83.2) = 1.773 m

2)작용하중

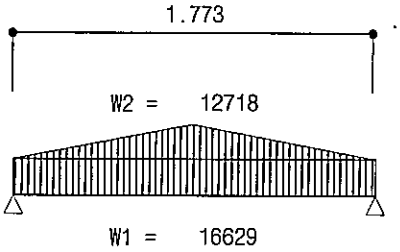
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (83.2) = 0.298 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (83.2) × 2.233 × 2500 × 10 = 16629 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.773 × 2500 + 0.050 × 1.773 × 2350) × 10 = 12718 N/m



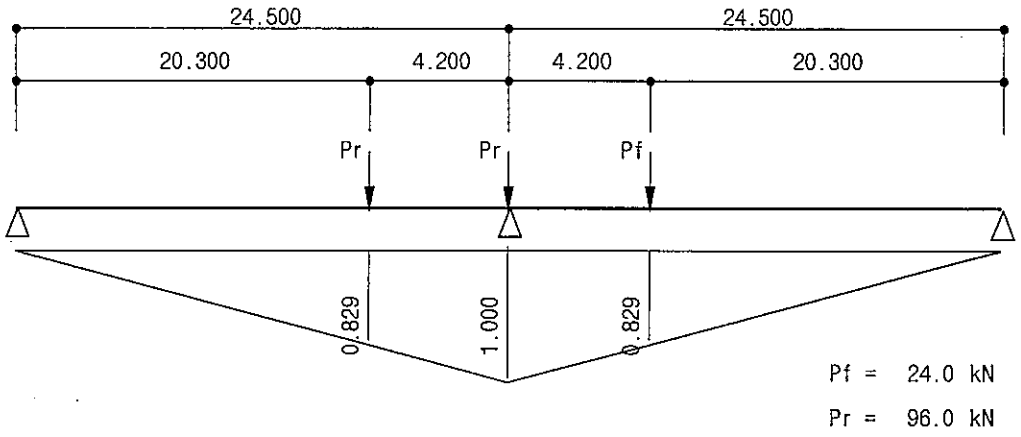
작용 단면력

Rad = 16629 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 12718 × 1/2) × 1/2 = 20374 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{16629 \times 1.773^2}{8} + \frac{12718 \times 1.773^2}{12} = 9861 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

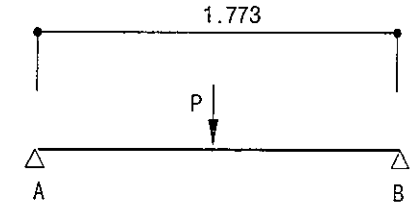
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

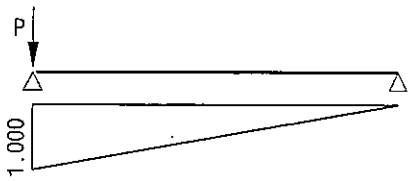
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.829) + 24.0 \times 0.829)\} \times 1.233 = 240.940 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{240.940 \times 1.773}{4}$$

$$= 106.769 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 240.940 \times 1.000 = 240.940 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

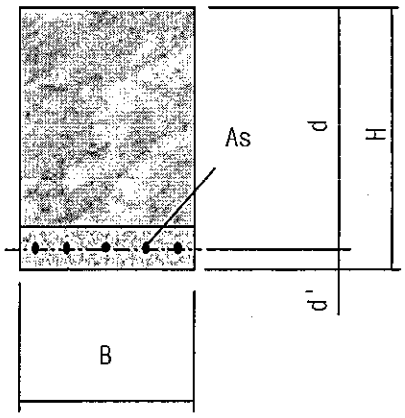
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	9.861	106.769
Vu	kN	20.374	240.940

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 9.861 + 2.150 \times 106.769 = 242.373 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 20.374 + 2.150 \times 240.940 = 544.507 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck =	27	MPa	fy =	300	MPa
Mu =	242.373	kN·m			
b =	300.0	mm	h =	2473.0	mm
d' =	70.0	mm	d =	2403.0	mm
Ø(Bending) =	0.85				

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 612765 As

= 242373000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량	Asreq	=	397.0 ㎟ 이상이어야 하며,
최소철근량	Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d =		3,121.6 ㎟ 와
	Asmin = 1.4 / fy × b × d	=	3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,
	Asmin = Asreq × 4/3	=	529.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 242.373 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.773 ÷ 2.403 = 0.738 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 544.507 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN < Su = 544.507 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm O.K

$Av = 397.2\ mm^2 > 0.0025 \cdot bo \cdot Sv = 150.0\ mm^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm O.K

$Ah = 397.2\ mm^2 > 0.0015 \cdot bo \cdot Sh = 90.0\ mm^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.738}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.738}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

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

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > Vu = 544.507 kN O.K.

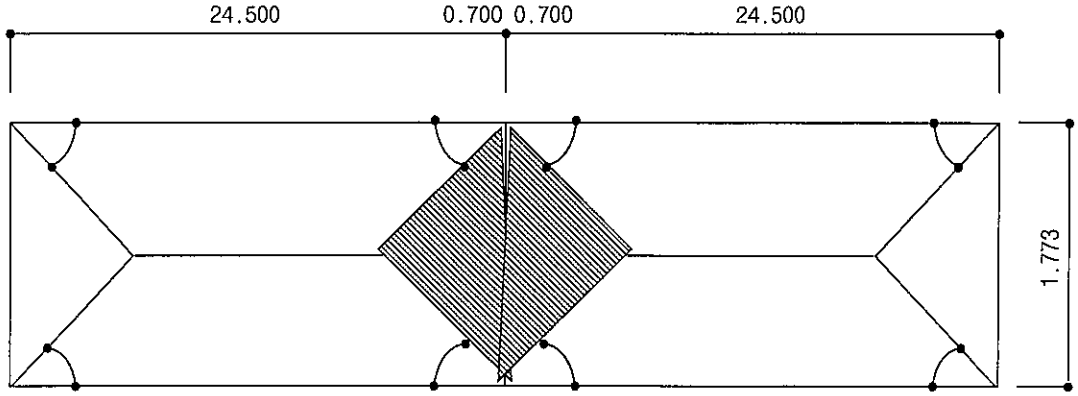
4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.233	m	주 빔 간 격 :	2.560	m			
빔 폭 :	1.400	m	가로보 순지간 :	2.560	−	0.800	=	1.760 m
교량사각 :	83.2	°	가로보 사지간 :	1.760	÷ SIN(	83.2)	=	1.773 m

2)작용하중

(1)고정하중

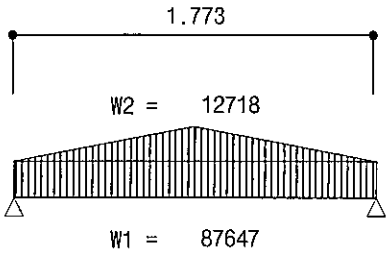


빔 폭: 1.400 × SIN (83.2) = 1.390 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (83.2) × 2.233 × 2500 × 10 = 77602 N/m

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

(0.240 × 1.773 × 2500 + 0.050 × 1.773 × 2350) × 10 = 12718 N/m



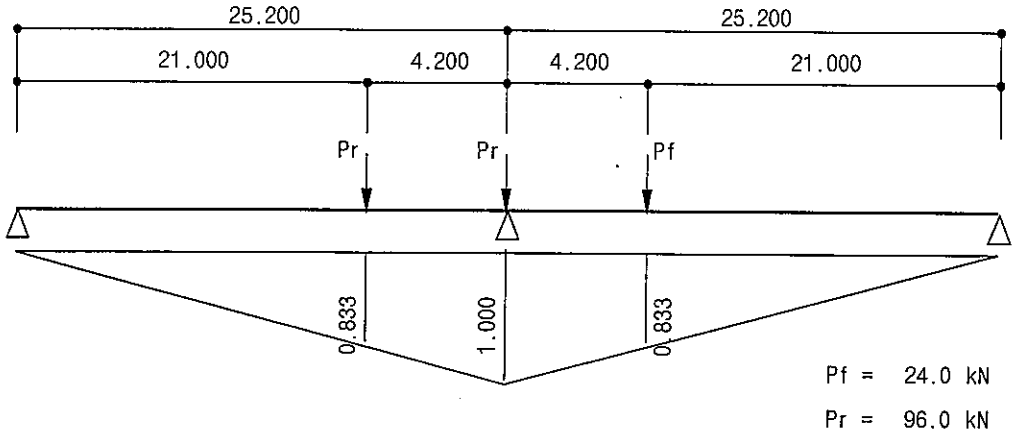
작용 단면력

Rad = 87647 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 12718 × 1/2) × 1/2 = 83315 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{87647 \times 1.773^2}{8} + \frac{12718 \times 1.773^2}{12} = 37752 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



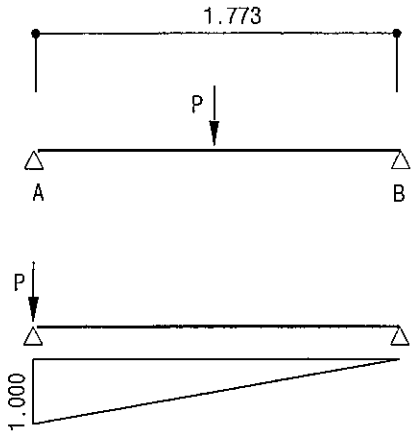
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) $= \frac{15}{40 + 25.200} = 0.230 < 0.3$

P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.833) + 24.0 × 0.833)} × 1.230 = 241.043 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{241.043 \times 1.773}{4}$$

$$= 106.815 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$RAl = 241.043 \times 1.000 = 241.043 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	37.752	106.815
Vu	kN	83.315	241.043

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 37.752 + 2.150 \times 106.815 = 278.730 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 83.315 + 2.150 \times 241.043 = 626.552 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 278.730 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]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -1.190 As^2 + 612765 As

= 278730000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 455.3 ㎟ 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 = 607.0 ㎟ 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 = 278.730 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.773 ÷ 2.403 = 0.738 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 626.552 kN 0.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 626.552 kN 0.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)

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

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.738}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.738}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

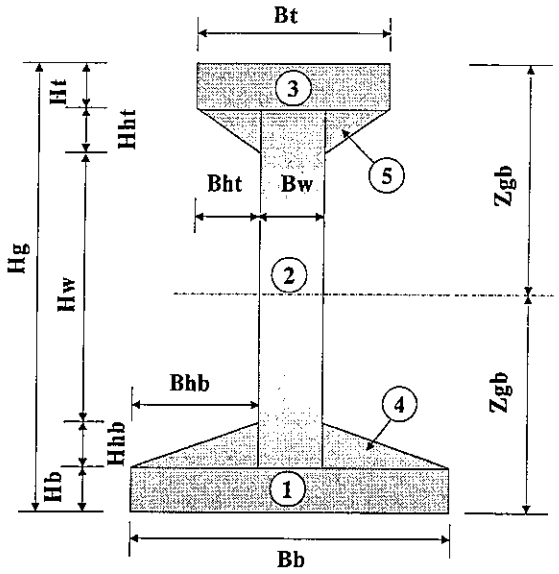
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 626.552 kN 0.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

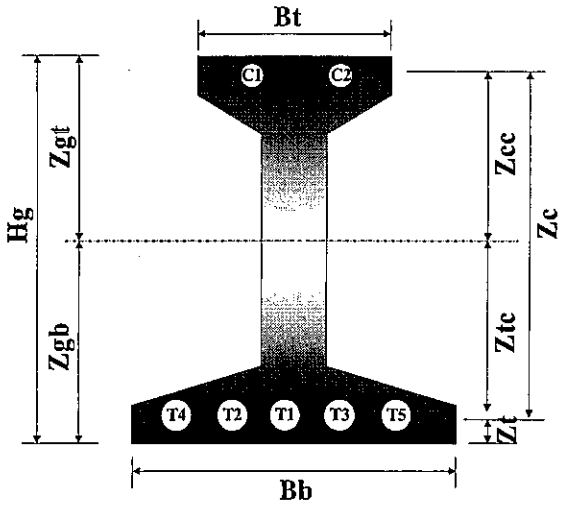


< 단위 : m >

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	$A\times z^2$	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) = $\sum Io + \sum(A\times z^2) - \sum A\times zc^2$: 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	$A\times z^2$	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

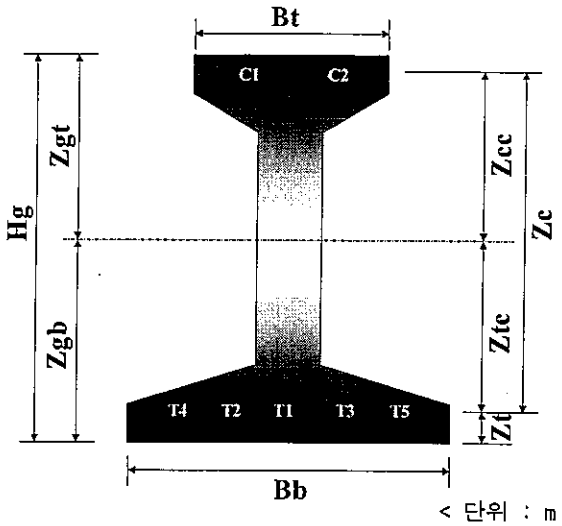
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum Io + \sum(A\times z^2) - \sum A\times zt^2$: 0.000014 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	$A\times z^2$	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) = $\sum(A\times z) / \sum A$ = -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) = $\sum Io + \sum(A\times y^2) - \sum A\times zgb^2$ 0.876314 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(㎜)	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	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T3	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T4	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T5	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
Σ		0.00929	0.124	0.00115	0.00014	1.453E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.5398E-06 m⁴

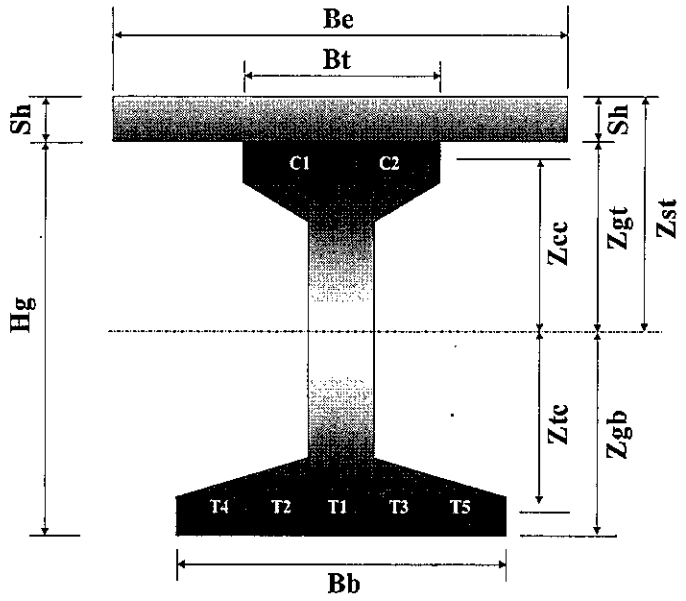
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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	0.06016	0.124	0.00746	0.00092	9.968E-06
Σ		1.08739	1.092	1.18761	1.38584	0.876325

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.092161 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.507839 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.382839 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.968206 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.965109 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.326 m

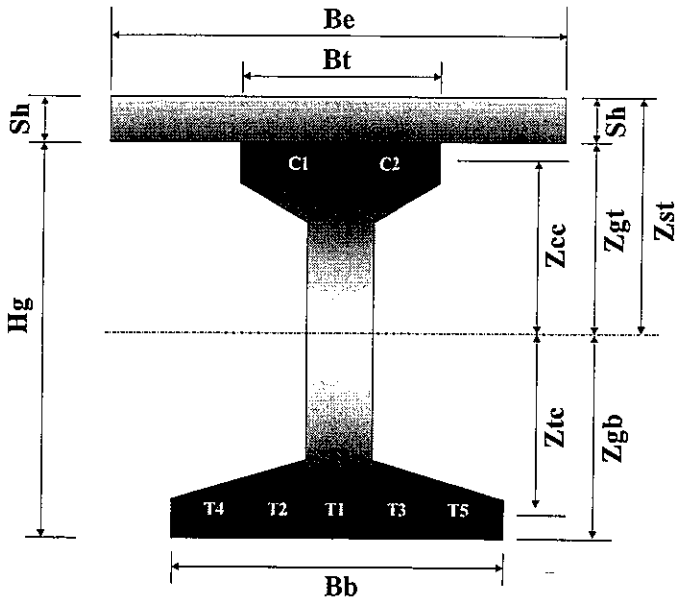
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.409	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.766	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.506	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.506	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.54130	2.720	1.47233	4.00472	0.002598
Σ		1.62869	1.633	2.65993	5.30178	0.967708

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\Sigma(A \times z) / \Sigma A$ = -1.633175 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.966825 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.841825 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.509220 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.206825 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\Sigma Io + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times zgb^2$ = 1.925356 m^4

5.4.2 G2~G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

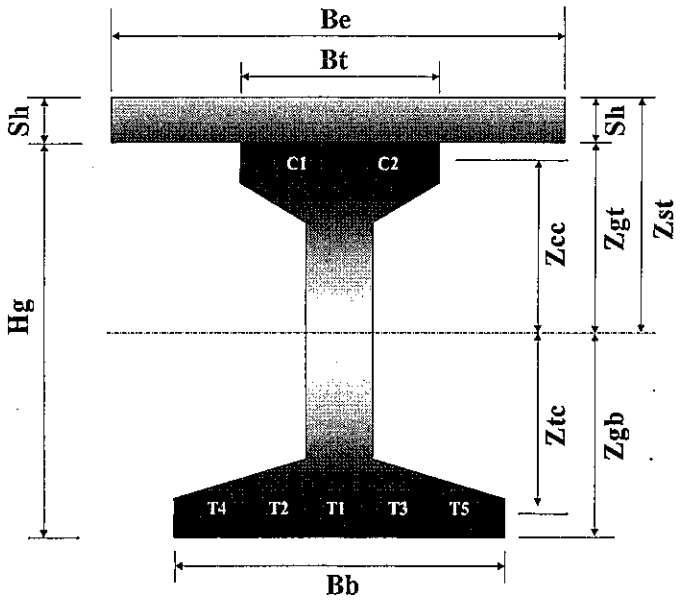
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.560	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.560	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.55296	2.720	1.50405	4.09102	0.002654
Σ		1.64035	1.641	2.69166	5.38808	0.967764

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.640903 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.959097 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.834097 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.516948 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.199097 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.939091 m^4

5.4.3 G7 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.319 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.402	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.759	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.499	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.499	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.53978	2.720	1.46821	3.99354	0.002591
Σ		1.62717	1.632	2.65582	5.29059	0.967700

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.632165 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.967835 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.842835 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.508210 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.207835 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = Σlo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb' 1.923561 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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.62869	1.925356	1.207	0.967	-1.633	0.842	-1.509

5.5.2 G2~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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.64035	1.939091	1.199	0.959	-1.641	0.834	-1.517

5.5.3 G7 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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.62717	1.923561	1.208	0.968	-1.632	0.843	-1.508

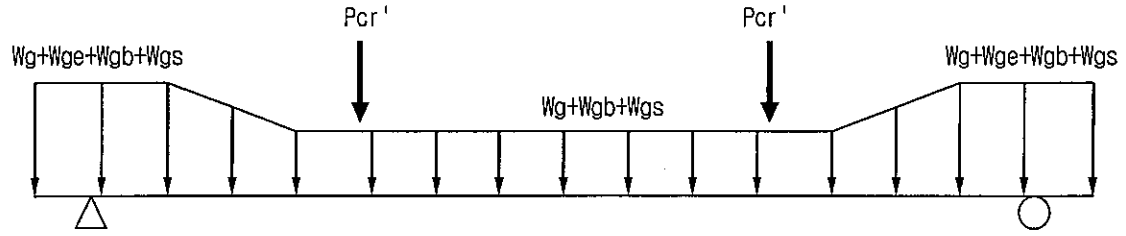
6. 설 계 하 중

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	×	15 EA		=	661	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.506 × 25000 = 15036 N/m

(2) G2~G6 거더 : 0.240 × 2.560 × 25000 = 15360 N/m

(3) G7 거더 : 0.240 × 2.499 × 25000 = 14994 N/m

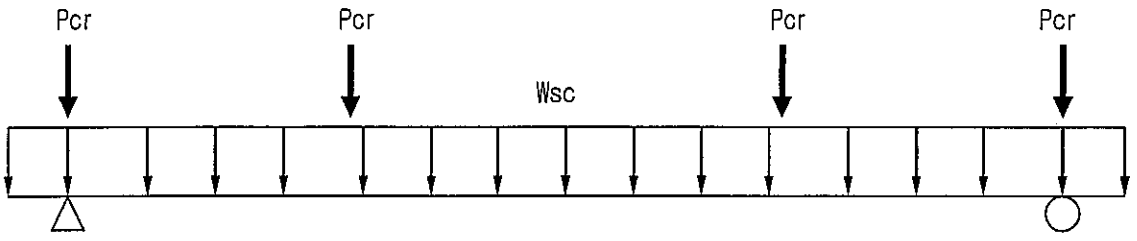
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.28 × 25000 = 21440 N

(2) G2~G6 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.56 × 25000 = 42880 N

(3) G7 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.28 × 25000 = 21440 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

- 중분대(우) : A × w = 0.421 × 25000 = 10531 N/m

(3) 중앙부 하중

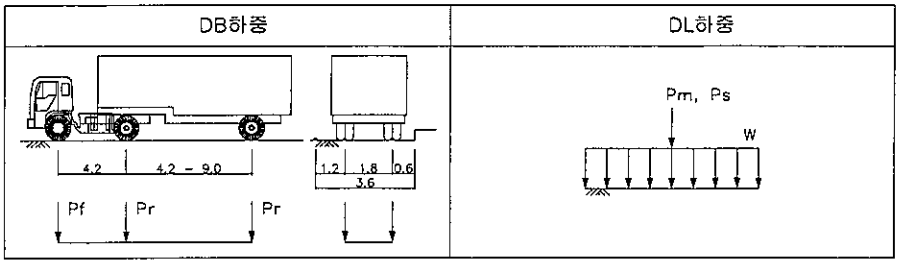
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 5 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.950712	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026161	0.003911
요소 중심간격(V)	2.560	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 8.902m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 22865.974

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.949$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 131.387

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.105$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

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

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

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

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

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

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

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

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

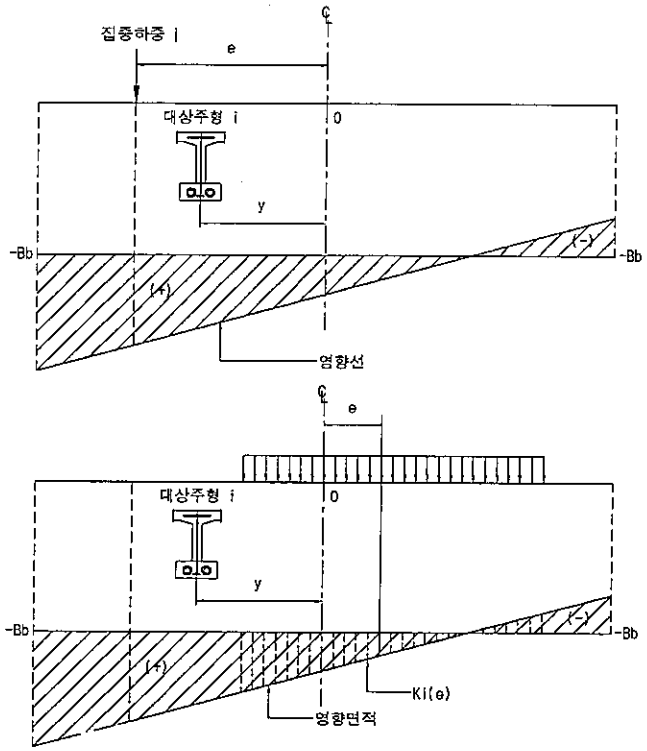
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 7.676	G2 5.116	G3 2.556	G4 -0.004	G5 -2.564	G6 -5.123	G7 -7.683	합계 (∑)
-1.00×Bb	-8.902	0.001	-0.022	-0.040	-0.029	0.057	0.295	0.738	1.000
-0.75×Bb	-6.677	-0.009	-0.008	0.006	0.053	0.157	0.322	0.480	1.000
-0.50×Bb	-4.451	-0.016	0.012	0.060	0.143	0.251	0.303	0.247	1.000
-0.25×Bb	-2.226	-0.013	0.049	0.134	0.238	0.289	0.209	0.094	1.000
0.00×Bb	0.000	0.015	0.115	0.224	0.291	0.224	0.115	0.015	1.000
0.25×Bb	2.226	0.094	0.210	0.289	0.237	0.134	0.049	-0.014	1.000
0.50×Bb	4.451	0.247	0.303	0.251	0.143	0.060	0.012	-0.017	1.000
0.75×Bb	6.677	0.480	0.322	0.157	0.053	0.006	-0.008	-0.009	1.000
1.00×Bb	8.902	0.738	0.295	0.057	-0.030	-0.040	-0.022	0.001	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 7.676	G2 5.116	G3 2.556	G4 -0.004	G5 -2.564	G6 -5.123	G7 -7.683	합계 (Σ)
방호벽(좌)	8.717	0.717	0.297	0.065	-0.023	-0.036	-0.021	0.000	1.000
중분대(우)	-8.597	0.000	-0.020	-0.033	-0.018	0.071	0.299	0.703	1.000
콘크리트포장	0.080	2.222	2.424	2.536	2.566	2.517	2.370	2.110	16.745

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 7.676	G2 5.116	G3 2.556	G4 -0.004	G5 -2.564	G6 -5.123	G7 -7.683	합계 (∑)
DB1	6.952	1.026	0.634	0.289	0.086	0.001	-0.020	-0.016	2.000
DB2	3.952	0.425	0.562	0.523	0.329	0.153	0.040	-0.032	2.000
DB3	0.952	0.093	0.310	0.510	0.542	0.371	0.171	0.003	2.000
DB4	-2.048	-0.020	0.112	0.285	0.482	0.555	0.404	0.182	2.000
DB5	-5.048	-0.029	0.013	0.091	0.238	0.451	0.619	0.617	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 7.676	G2 5.116	G3 2.556	G4 -0.004	G5 -2.564	G6 -5.123	G7 -7.683	합계 (∑)
DL1	6.952	0.512	0.319	0.145	0.042	0.000	-0.010	-0.008	1.000
DL2	3.952	0.206	0.286	0.268	0.165	0.075	0.018	-0.017	1.000
DL3	0.952	0.041	0.153	0.260	0.279	0.185	0.083	-0.002	1.000
DL4	-2.048	-0.012	0.054	0.141	0.244	0.287	0.201	0.085	1.000
DL5	-5.048	-0.015	0.005	0.044	0.118	0.228	0.318	0.302	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DB1	1.026	0.634	0.289	0.086	0.001	-0.020	-0.016	2.000
DB2	0.425	0.562	0.523	0.329	0.153	0.040	-0.032	2.000
DB3	0.093	0.310	0.510	0.542	0.371	0.171	0.003	2.000
DB4	-0.020	0.112	0.285	0.482	0.555	0.404	0.182	2.000
DB5	-0.029	0.013	0.091	0.238	0.451	0.619	0.617	2.000
DB12	1.451	1.196	0.812	0.416	0.154	0.020	-0.048	4.000
DB13	1.118	0.944	0.799	0.628	0.372	0.151	-0.013	4.000
DB14	1.005	0.746	0.574	0.568	0.556	0.384	0.166	4.000
DB15	0.997	0.647	0.380	0.324	0.452	0.599	0.602	4.000
DB23	0.518	0.872	1.033	0.872	0.524	0.211	-0.029	4.000
DB24	0.405	0.674	0.809	0.812	0.708	0.444	0.150	4.000
DB25	0.396	0.575	0.614	0.567	0.604	0.659	0.585	4.000
DB34	0.073	0.422	0.796	1.024	0.925	0.575	0.185	4.000
DB35	0.064	0.323	0.601	0.780	0.822	0.790	0.620	4.000
DB45	-0.049	0.125	0.376	0.720	1.006	1.023	0.799	4.000
DB123	1.389	1.355	1.190	0.862	0.472	0.172	-0.040	5.400
DB124	1.287	1.177	0.988	0.808	0.638	0.381	0.121	5.400
DB125	1.279	1.088	0.813	0.588	0.545	0.575	0.513	5.400
DB134	0.988	0.950	0.976	0.999	0.834	0.500	0.152	5.400
DB135	0.981	0.861	0.891	0.779	0.741	0.693	0.544	5.400
DB145	0.879	0.683	0.599	0.726	0.906	0.903	0.705	5.400
DB234	0.448	0.886	1.187	1.218	0.971	0.553	0.137	5.400
DB235	0.440	0.796	1.012	0.999	0.878	0.747	0.529	5.400
DB245	0.338	0.618	0.810	0.945	1.043	0.956	0.690	5.400
DB345	0.039	0.391	0.798	1.136	1.239	1.075	0.722	5.400
DB1234	1.142	1.214	1.206	1.080	0.810	0.446	0.103	6.000
DB1235	1.136	1.139	1.060	0.897	0.732	0.607	0.429	6.000
DB1245	1.051	0.991	0.891	0.852	0.870	0.782	0.563	6.000
DB1345	0.802	0.801	0.882	1.011	1.033	0.881	0.590	6.000
DB2345	0.351	0.748	1.057	1.194	1.147	0.925	0.577	6.000
DB12345	1.121	1.223	1.274	1.258	1.148	0.910	0.566	7.500

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DL1	0.512	0.319	0.145	0.042	0.000	-0.010	-0.008	1.000
DL2	0.206	0.286	0.268	0.165	0.075	0.018	-0.017	1.000
DL3	0.041	0.153	0.260	0.279	0.185	0.083	-0.002	1.000
DL4	-0.012	0.054	0.141	0.244	0.287	0.201	0.085	1.000
DL5	-0.015	0.005	0.044	0.118	0.228	0.318	0.302	1.000
DL12	0.718	0.606	0.412	0.207	0.075	0.008	-0.025	2.000
DL13	0.554	0.473	0.404	0.321	0.185	0.073	-0.010	2.000
DL14	0.500	0.373	0.286	0.287	0.287	0.191	0.077	2.000
DL15	0.497	0.325	0.188	0.160	0.228	0.308	0.294	2.000

DL23	0.247	0.439	0.528	0.444	0.260	0.101	-0.019	2.000
DL24	0.193	0.340	0.409	0.409	0.362	0.220	0.068	2.000
DL25	0.191	0.291	0.312	0.283	0.303	0.336	0.285	2.000
DL34	0.029	0.207	0.401	0.523	0.472	0.284	0.083	2.000
DL35	0.026	0.158	0.304	0.397	0.413	0.401	0.300	2.000
DL45	-0.027	0.059	0.185	0.362	0.515	0.519	0.387	2.000
DL123	0.683	0.683	0.605	0.437	0.234	0.082	-0.024	2.700
DL124	0.635	0.593	0.498	0.406	0.325	0.188	0.054	2.700
DL125	0.632	0.550	0.410	0.293	0.272	0.293	0.249	2.700
DL134	0.487	0.474	0.491	0.509	0.425	0.247	0.068	2.700
DL135	0.485	0.430	0.404	0.395	0.372	0.352	0.263	2.700
DL145	0.436	0.340	0.297	0.364	0.463	0.458	0.341	2.700
DL234	0.211	0.444	0.602	0.619	0.492	0.272	0.059	2.700
DL235	0.209	0.400	0.514	0.505	0.439	0.377	0.255	2.700
DL245	0.160	0.310	0.408	0.474	0.530	0.484	0.333	2.700
DL345	0.013	0.191	0.401	0.577	0.630	0.542	0.347	2.700
DL1234	0.560	0.609	0.610	0.548	0.410	0.219	0.044	3.000
DL1235	0.558	0.573	0.537	0.453	0.366	0.307	0.206	3.000
DL1245	0.518	0.498	0.448	0.427	0.442	0.395	0.271	3.000
DL1345	0.395	0.399	0.442	0.513	0.525	0.444	0.283	3.000
DL2345	0.165	0.374	0.535	0.605	0.581	0.465	0.276	3.000
DL12345	0.549	0.613	0.643	0.636	0.581	0.458	0.270	3.750

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	4773.8	5133.6	4761.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1630.9	1725.3	1693.8	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4256.4	3571.1	4159.4		
DL 활하중	4595.6	3830.8	4500.4		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4595.6	3830.8	4500.4		
합 계	19215.8	18905.2	19170.9		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	379.1	397.8	378.1	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	186.2	138.4	190.6	바닥판 합성단면	
DB 활하중	416.4	412.3	401.0		
DL 활하중	426.7	403.6	411.7		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	426.7	412.3	411.7		
합 계	1717.9	1674.3	1706.2		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.308	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	192.589	139.598	110.299	102.923	112.254	144.637	196.817	
ADD	1350.390	1337.643	1308.344	1300.967	1310.298	1342.681	1353.569	
DB1	1.569	5.747	15.089	51.638	112.288	195.956	266.883	
DB2	10.078	26.369	58.553	107.625	154.793	163.938	134.796	
DB3	25.955	66.827	113.705	152.270	141.934	97.546	50.751	
DB4	84.859	129.604	157.212	135.640	86.530	44.749	16.741	
DB5	193.373	185.150	137.865	80.411	36.206	12.871	5.146	
DB12	10.843	28.083	73.178	158.963	266.938	359.897	401.527	
DB13	24.788	68.206	128.123	203.530	254.070	293.453	317.345	
DB14	81.278	130.513	171.379	186.521	198.075	239.621	277.885	
DB15	189.694	186.023	152.023	131.206	147.613	207.534	265.014	
DB23	34.100	92.861	172.052	259.801	296.742	261.459	185.439	
DB24	87.089	154.532	214.904	242.606	240.701	207.525	145.723	
DB25	195.485	210.043	195.569	187.312	190.240	175.418	132.849	
DB34	110.421	196.292	270.863	287.657	227.891	141.343	62.217	
DB35	218.817	251.802	251.528	232.344	177.452	109.260	49.349	
DB45	278.229	314.752	295.054	216.049	122.735	57.619	21.888	
DB123	31.381	85.130	167.996	280.039	367.996	411.671	406.944	
DB124	75.497	140.016	206.189	264.376	317.530	363.028	370.952	
DB125	173.070	189.971	188.784	214.605	272.124	334.132	359.356	
DB134	96.504	177.603	256.572	304.914	306.022	303.462	295.787	
DB135	194.075	227.555	239.143	255.139	260.591	274.563	284.188	
DB145	246.740	283.933	278.263	239.920	210.203	226.183	248.819	
DB234	101.736	199.225	295.752	355.408	344.382	274.580	176.835	
DB235	199.286	249.176	278.345	305.637	298.976	245.685	165.239	
DB245	251.951	305.554	317.465	290.418	248.588	197.305	129.870	
DB345	272.956	343.138	367.823	330.951	237.055	137.736	54.702	
DB1234	82.380	166.799	257.117	334.526	371.076	375.693	347.192	
DB1235	163.676	208.435	242.595	293.061	333.226	351.629	337.546	
DB1245	207.572	255.416	275.206	280.380	291.232	311.284	308.051	
DB1345	225.086	286.727	317.176	314.154	281.636	261.666	245.431	
DB2345	229.434	304.746	349.824	356.218	313.615	237.583	146.303	
DB12345	227.030	305.533	360.467	394.572	397.693	384.456	346.123	
DL1	1.818	7.275	18.342	56.189	113.885	192.364	270.974	
DL2	12.571	28.996	58.357	103.706	147.761	159.723	142.173	
DL3	31.185	67.653	107.684	143.055	133.507	96.464	57.396	
DL4	92.685	126.498	149.244	127.674	83.384	46.843	21.190	

DL5	199.990	180.886	133.736	80.330	37.759	15.128	6.282	
DL12	13.323	32.627	76.121	159.495	261.456	352.065	412.938	
DL13	31.521	71.184	125.352	198.811	247.195	288.788	328.122	
DL14	88.888	129.020	166.396	182.782	196.181	237.602	285.523	
DL15	196.128	183.381	150.845	135.393	150.468	205.745	270.028	
DL23	43.347	96.559	165.986	246.740	281.303	256.180	199.541	
DL24	96.892	153.527	206.486	230.453	230.258	204.852	156.577	
DL25	204.133	207.888	190.936	183.066	184.551	173.006	141.127	
DL34	123.278	193.944	256.881	270.322	216.064	141.875	72.534	
DL35	230.530	248.344	241.337	222.939	170.359	110.029	57.084	
DL45	292.675	307.387	282.986	208.015	121.188	62.017	27.490	
DL123	39.680	90.149	165.347	272.266	355.480	403.669	423.307	
DL124	84.313	140.601	201.278	257.353	309.492	357.355	384.287	
DL125	180.851	189.564	187.305	214.718	268.392	328.695	370.378	
DL134	108.076	177.013	246.688	293.263	296.752	300.658	308.614	
DL135	204.593	225.922	232.660	250.576	255.602	271.984	294.696	
DL145	259.418	278.694	270.044	236.388	209.704	226.048	256.645	
DL234	115.256	199.050	282.749	336.138	327.405	271.200	192.598	
DL235	211.787	248.004	268.734	293.492	286.262	242.531	178.683	
DL245	266.610	300.771	306.113	279.267	240.358	196.591	140.629	
DL345	290.362	337.143	351.516	315.174	227.616	139.893	64.956	
DL1234	93.604	167.896	248.472	321.745	358.073	370.141	363.276	
DL1235	174.045	208.691	236.840	286.202	323.803	346.249	351.687	
DL1245	219.787	252.684	268.001	274.371	285.548	307.978	319.972	
DL1345	239.580	283.000	305.814	304.280	274.892	260.715	256.931	
DL2345	245.543	301.390	335.872	340.043	300.463	236.161	160.246	
DL12345	243.144	303.433	348.743	381.659	385.692	380.298	363.014	
ENV	292.675	343.138	367.823	394.572	397.693	411.671	423.307	
군 종	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1643.064	1680.781	1676.167	1695.539	1707.991	1754.352	1776.876	

8.3.2 S1 중점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.308	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	191.509	139.612	111.832	101.472	113.724	142.157	198.809	
ADD	1349.309	1337.656	1309.876	1299.517	1311.769	1340.202	1355.561	
DB1	1.569	5.318	15.246	50.942	112.979	194.090	268.082	
DB2	10.058	25.691	58.813	106.941	155.458	163.079	135.730	
DB3	25.841	66.057	114.081	151.689	142.606	97.352	51.278	
DB4	84.478	129.076	157.791	135.163	87.154	44.874	16.964	
DB5	192.666	185.208	138.718	79.999	36.663	13.102	5.203	
DB12	10.834	26.982	73.584	157.586	268.291	357.167	403.653	
DB13	24.688	67.006	128.640	202.259	255.429	291.392	319.060	
DB14	80.925	129.541	172.094	185.363	199.376	237.924	279.280	
DB15	189.019	185.635	153.012	130.112	148.745	205.952	266.241	
DB23	33.969	91.405	172.683	258.537	298.079	260.409	186.895	
DB24	86.711	153.293	215.724	241.458	241.979	206.845	146.852	
DB25	194.785	209.387	196.662	186.229	191.349	174.854	133.809	
DB34	109.936	194.986	271.818	286.606	229.178	141.315	62.955	
DB35	218.009	251.079	252.756	231.359	178.570	109.347	49.918	
DB45	277.141	314.281	296.486	215.160	123.815	57.975	22.167	
DB123	31.272	83.440	168.695	278.278	369.818	409.043	409.328	
DB124	75.173	138.508	207.050	262.722	319.297	360.739	373.035	
DB125	172.456	188.989	189.892	213.011	273.739	331.948	361.286	
DB134	96.084	176.035	257.554	303.348	307.797	301.760	297.517	
DB135	193.364	226.512	240.371	253.632	262.215	272.965	285.766	
DB145	245.799	283.102	279.673	238.513	211.774	224.910	250.113	
DB234	101.293	197.416	296.829	353.852	346.138	273.794	178.326	
DB235	198.553	247.893	279.668	304.139	300.579	245.002	166.577	
DB245	250.987	304.482	318.970	289.020	250.139	196.947	130.925	
DB345	271.895	342.005	369.449	329.641	238.615	137.965	55.405	
DB1234	82.024	164.965	258.117	332.712	373.053	373.640	349.322	
DB1235	163.079	207.039	243.800	291.296	335.076	349.663	339.549	
DB1245	206.782	254.196	276.562	278.699	293.039	309.588	309.818	
DB1345	224.215	285.456	318.633	312.546	283.450	260.459	246.905	
DB2345	228.545	303.275	351.360	354.617	315.412	237.139	147.577	
DB12345	226.155	303.735	362.106	392.455	400.005	382.614	348.285	
DL1	1.824	6.732	18.561	55.263	114.820	189.322	273.422	
DL2	12.574	28.114	58.711	102.694	148.706	158.269	143.694	
DL3	31.102	66.621	108.200	142.167	134.535	96.086	58.079	
DL4	92.157	125.796	150.097	127.011	84.297	46.956	21.435	
DL5	198.720	181.129	134.985	79.773	38.375	15.422	6.336	
DL12	13.346	31.207	76.674	157.565	263.330	347.561	416.898	

DL13	31.460	69.611	126.065	197.005	249.152	285.362	331.243	
DL14	88.416	127.745	167.436	181.215	198.005	234.745	288.155	
DL15	194.916	183.050	152.281	133.932	151.993	203.076	272.465	
DL23	43.269	94.642	166.855	244.839	283.276	254.350	201.744	
DL24	96.423	151.885	207.673	228.795	232.096	203.601	158.280	
DL25	202.924	207.190	192.518	181.515	186.091	171.942	142.635	
DL34	122.682	192.198	258.249	268.779	217.987	141.681	73.421	
DL35	229.194	247.542	243.101	221.504	171.984	110.022	57.776	
DL45	290.877	306.927	285.088	206.793	122.717	62.425	27.789	
DL123	39.628	87.939	166.308	269.729	358.092	399.277	427.485	
DL124	83.928	138.618	202.515	255.038	311.982	353.492	388.005	
DL125	179.799	188.431	188.898	212.500	270.613	325.000	373.921	
DL134	107.577	174.936	248.089	291.053	299.319	297.747	311.597	
DL135	203.427	224.695	234.417	248.461	257.900	269.242	297.504	
DL145	257.866	277.754	272.103	234.485	211.883	223.811	259.021	
DL234	114.760	196.643	284.282	333.846	329.984	269.734	194.745	
DL235	210.624	246.447	270.623	291.296	288.573	241.234	180.654	
DL245	265.060	299.501	308.304	277.283	242.550	195.798	142.169	
DL345	288.698	335.779	353.870	313.293	229.885	140.053	65.761	
DL1234	93.221	165.469	249.890	319.149	360.919	366.639	366.887	
DL1235	173.107	206.972	238.555	283.686	326.425	342.888	355.151	
DL1245	218.526	251.205	269.968	272.032	288.071	305.037	323.077	
DL1345	238.224	281.443	307.918	302.028	277.478	258.569	259.423	
DL2345	244.189	299.557	338.085	337.723	303.060	235.218	162.042	
DL12345	241.821	301.179	351.097	378.653	388.985	377.075	366.631	
ENV	290.877	342.005	369.449	392.455	400.005	409.043	427.485	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1640.186	1679.662	1679.325	1691.971	1711.773	1749.244	1783.046	

8.3.3 S1 시점측(단위:kN_좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.308	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	192.589	139.598	110.299	102.923	112.254	144.637	196.817	
ADD	1350.390	1337.643	1308.344	1300.967	1310.298	1342.681	1353.569	
DB1	275.961	195.092	109.332	48.608	12.938	4.876	1.253	
DB2	141.697	166.776	153.373	104.374	55.663	24.238	9.379	
DB3	54.544	101.411	144.538	150.999	110.304	63.469	23.625	
DB4	17.689	47.481	89.799	138.259	156.167	125.729	79.780	
DB5	5.696	14.650	38.764	83.682	140.342	183.905	185.236	
DB12	417.472	361.839	262.540	152.618	68.093	24.561	9.741	
DB13	330.271	296.457	253.702	199.229	122.640	63.687	23.293	
DB14	288.490	241.628	198.433	186.072	168.171	125.262	76.154	
DB15	274.447	208.440	147.177	131.390	152.336	183.385	181.485	
DB23	196.189	268.168	297.907	255.337	165.891	87.581	32.307	
DB24	154.122	213.238	242.615	241.982	211.005	148.483	81.314	
DB25	140.080	180.051	191.360	187.321	195.170	206.584	186.642	
DB34	67.523	148.048	233.825	289.013	266.438	189.062	103.044	
DB35	53.480	114.860	182.569	234.331	250.603	247.185	208.375	
DB45	23.384	62.129	128.560	221.918	296.507	309.632	265.015	
DB123	424.777	416.913	366.375	273.237	160.484	79.111	29.402	
DB124	386.672	367.387	316.572	261.046	200.707	133.326	70.240	
DB125	374.039	337.515	270.454	211.847	186.468	185.637	165.029	
DB134	308.733	308.713	308.666	303.370	250.614	169.860	89.805	
DB135	296.103	278.860	262.547	254.148	236.350	222.166	184.590	
DB145	258.696	229.584	212.807	242.469	277.620	278.080	234.824	
DB234	187.810	283.188	348.438	353.699	289.169	190.748	94.434	
DB235	175.175	253.313	302.317	304.476	274.905	243.054	189.219	
DB245	137.768	204.035	252.574	292.775	316.174	298.970	239.475	
DB345	59.809	145.378	244.667	335.097	366.059	335.501	259.038	
DB1234	363.119	382.193	372.208	330.783	249.978	158.709	76.241	
DB1235	352.616	357.325	333.787	289.775	238.108	202.290	155.233	
DB1245	321.434	316.261	292.352	280.052	272.502	248.891	197.103	
DB1345	256.486	267.378	285.757	315.297	314.059	279.334	213.400	
DB2345	155.705	246.090	318.884	357.240	346.195	296.749	217.260	
DB12345	362.341	392.317	400.747	393.282	355.206	296.504	214.811	
DL1	280.913	190.749	111.464	53.553	16.424	6.181	1.437	
DL2	149.536	162.258	146.513	100.798	55.659	26.728	11.700	
DL3	61.503	100.125	136.126	141.774	104.606	64.528	29.391	
DL4	22.388	49.594	86.440	130.095	148.058	122.961	87.337	

DL5	6.968	17.070	40.197	83.196	135.822	180.201	191.355	
DL12	430.204	352.966	257.750	153.887	71.306	28.806	11.944	
DL13	342.171	290.833	247.364	194.862	120.252	66.605	29.635	
DL14	297.108	238.905	196.852	182.558	163.142	123.976	83.437	
DL15	280.459	206.102	150.433	135.572	150.889	181.130	187.323	
DL23	211.041	262.388	282.644	242.610	160.270	91.260	41.094	
DL24	165.569	210.312	232.093	229.984	202.560	147.638	90.734	
DL25	148.875	177.499	185.670	183.002	190.320	204.843	194.676	
DL34	78.236	148.462	221.771	271.443	252.511	187.102	115.432	
DL35	61.524	115.603	175.303	224.451	240.264	244.304	219.374	
DL45	29.356	66.664	126.637	213.291	283.880	303.162	278.692	
DL123	442.545	407.780	354.497	266.128	158.320	84.000	37.202	
DL124	401.279	360.814	308.989	254.569	195.941	133.983	78.618	
DL125	386.257	331.265	267.187	212.255	184.879	185.412	172.154	
DL134	322.694	305.108	299.667	291.840	240.870	169.488	100.861	
DL135	307.674	275.566	257.877	249.574	229.858	220.969	194.418	
DL145	267.519	228.985	212.460	238.752	268.991	273.493	246.711	
DL234	204.289	279.360	331.386	334.538	276.355	190.815	107.471	
DL235	189.269	249.818	289.593	292.264	265.331	242.245	200.971	
DL245	149.114	203.237	244.178	281.450	304.477	294.819	253.321	
DL345	70.494	147.562	234.860	318.724	349.439	330.321	275.525	
DL1234	380.492	375.734	359.544	318.407	241.630	159.890	87.025	
DL1235	367.972	351.131	324.716	283.156	232.432	202.779	164.935	
DL1245	334.484	312.297	286.868	274.159	265.058	246.573	208.549	
DL1345	268.991	265.895	279.127	305.261	302.529	276.170	227.063	
DL2345	170.331	244.438	305.547	340.826	332.117	293.940	232.587	
DL12345	380.578	387.368	388.961	380.456	343.447	294.861	230.057	
ENV	442.545	416.913	400.747	393.282	366.059	335.501	278.692	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1792.934	1754.556	1709.091	1694.249	1676.356	1678.183	1632.261	

8.3.4 S1 중점측(단위:kN_좌측편재하)

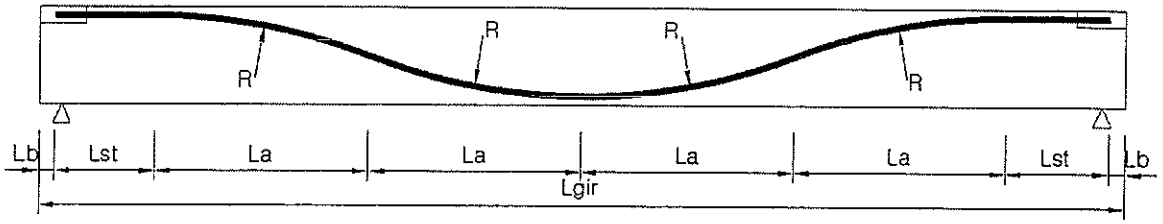
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	407.308	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	191.509	139.612	111.832	101.472	113.724	142.157	198.809	
ADD	1349.309	1337.656	1309.876	1299.517	1311.769	1340.202	1355.561	
DB1	275.097	195.599	110.339	48.218	13.275	5.117	1.267	
DB2	141.120	166.549	154.109	103.937	56.202	24.441	9.494	
DB3	54.298	100.735	145.021	150.488	110.958	63.516	23.950	
DB4	17.626	46.723	90.124	137.624	156.836	125.294	80.483	
DB5	5.693	14.065	38.975	82.985	141.012	182.663	186.302	
DB12	416.038	362.128	264.280	151.799	68.962	24.999	9.851	
DB13	329.169	296.296	255.189	198.337	123.623	63.975	23.611	
DB14	287.586	241.364	199.752	185.064	169.163	125.099	76.834	
DB15	273.607	208.342	148.377	130.321	153.328	182.419	182.524	
DB23	195.367	267.265	299.125	254.390	167.083	87.836	32.745	
DB24	153.505	212.226	243.664	240.923	212.199	148.317	82.104	
DB25	139.527	179.206	192.290	186.202	196.364	205.616	187.791	
DB34	67.223	146.598	234.623	287.872	267.761	188.683	104.061	
DB35	53.244	113.576	183.247	233.129	251.926	246.003	209.752	
DB45	23.318	60.786	129.097	220.587	297.847	307.956	266.784	
DB123	423.266	416.564	368.375	272.041	161.854	79.553	29.791	
DB124	385.353	366.936	318.420	259.753	202.074	133.414	70.941	
DB125	372.776	337.213	272.195	210.500	187.834	185.003	166.052	
DB134	307.698	307.867	310.287	302.003	252.096	169.755	90.710	
DB135	295.125	278.164	264.061	252.727	237.833	221.340	185.818	
DB145	257.891	228.799	214.170	240.939	279.115	276.827	236.382	
DB234	187.033	281.670	349.817	352.287	290.832	190.641	95.438	
DB235	174.456	251.944	303.588	303.009	276.568	242.225	190.546	
DB245	137.221	202.577	253.695	291.200	317.851	297.715	241.133	
DB345	59.548	143.526	245.560	333.447	367.851	334.054	260.900	
DB1234	361.835	381.310	374.110	329.323	251.608	158.818	77.069	
DB1235	351.379	356.567	335.600	288.270	239.737	201.797	156.329	
DB1245	320.341	315.429	294.038	278.455	274.142	248.043	198.475	
DB1345	255.631	266.217	287.255	313.639	315.795	278.325	214.942	
DB2345	155.065	244.368	320.180	355.544	348.083	295.738	218.885	
DB12345	361.063	390.978	402.796	391.303	357.337	295.691	216.426	
DL1	279.169	191.741	112.859	53.030	16.846	6.482	1.449	
DL2	148.595	162.035	147.610	100.208	56.411	26.971	11.820	
DL3	61.213	99.214	136.815	141.028	105.593	64.517	29.758	
DL4	22.355	48.596	86.886	129.117	149.060	122.201	88.343	
DL5	6.982	16.313	40.485	82.212	136.741	178.131	193.268	
DL12	427.529	353.744	260.240	152.781	72.477	29.358	12.051	

DL13	340.147	290.923	249.445	193.601	121.659	66.903	29.988	
DL14	295.380	238.869	198.675	181.076	164.551	123.579	84.388	
DL15	278.785	206.300	152.095	134.085	152.215	179.427	189.178	
DL23	209.811	261.253	284.431	241.274	162.010	91.493	41.580	
DL24	164.645	209.043	233.620	228.435	204.290	147.225	91.790	
DL25	148.005	176.464	187.036	181.448	191.967	203.122	196.637	
DL34	77.945	146.519	222.891	269.726	254.496	186.353	116.783	
DL35	61.287	113.893	176.262	222.729	242.167	242.248	221.630	
DL45	29.338	64.909	127.371	211.328	285.801	300.332	281.611	
DL123	439.877	407.661	357.357	264.461	160.264	84.487	37.628	
DL124	398.895	360.568	311.616	252.716	197.865	133.926	79.534	
DL125	383.921	331.230	269.669	210.397	186.728	184.179	173.884	
DL134	320.879	304.254	301.928	289.836	243.025	169.130	102.042	
DL135	305.908	274.923	259.992	247.565	231.938	219.434	196.414	
DL145	266.009	228.235	214.344	236.539	271.084	271.288	249.271	
DL234	203.198	277.397	333.380	332.473	278.800	190.440	108.747	
DL235	188.227	248.066	291.443	290.194	267.700	240.694	203.061	
DL245	148.327	201.378	245.796	279.176	306.859	292.598	255.976	
DL345	70.277	145.096	236.112	316.300	352.052	327.798	278.445	
DL1234	378.289	374.845	362.250	316.304	243.974	159.840	88.060	
DL1235	365.809	350.417	327.301	281.049	234.713	201.750	166.647	
DL1245	332.535	311.494	289.259	271.882	267.349	244.985	210.732	
DL1345	267.516	264.586	281.213	302.858	305.012	274.331	229.468	
DL2345	169.460	242.205	307.412	338.372	334.841	292.087	235.070	
DL12345	378.412	385.881	391.870	377.620	346.478	293.271	232.512	
ENV	439.877	416.564	402.796	391.303	367.851	334.054	281.611	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1789.186	1754.220	1712.672	1690.819	1679.620	1674.255	1637.172	

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

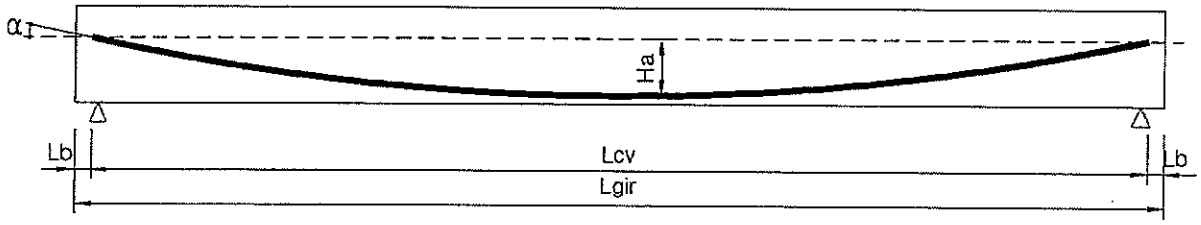
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 273780 N

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

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

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 242645 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)

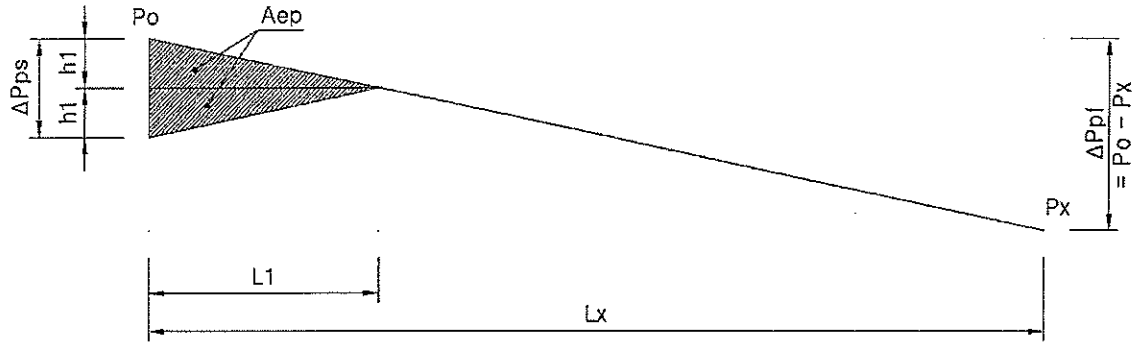
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	442164
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	415231
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	388002
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	360562

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	4939	1508400	17.476	172624	0
C2	24.565	4939	1508400	17.476	172624	0
T1	24.724	11073	1165080	10.257	227167	0
T2	24.636	17948	2496600	11.794	423357	0
T3	24.599	16880	2496600	12.162	410571	0
T4	24.576	15788	2496600	12.575	397072	0
T5	24.565	14678	2496600	13.042	382853	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 … fpsN
- ②강선 경우 : fps3 + fps4 … fpsN
- ③강선 경우 : fps4 … 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	3060000	-442164	0	2617836	-1.002517	4
T3	3060000	-415231	0	2644769	-1.002517	1
T4	3060000	-388002	0	2671998	-1.002517	2
T5	3060000	-360562	0	2699438	-1.002517	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	5.649	17.066	-2.350	14.716	101.246	210.642
T4	5.708	11.358	-2.350	9.008	61.978	128.945
T5	5.766	5.592	-2.350	3.242	22.307	46.411
T2	5.592	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-33.633
Σ	22.715	34.016	-9.399	24.617	169.365	352.365

Δfpe의 평균치 : 42.341 MPa

ΔPpe의 평균치 : 88.091 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	-680000	121322	0	0	-558678	1.34748	-752809
C2	-680000	121322	0	0	-558678	1.34748	-752809
PS강봉 소계(압축)					-1117355	1.34748	-1505618
T1	1360000	-273780	0	0	1086220	-1.01252	-1099816
T2	3060000	-442164	0	33633	2651469	-1.00252	-2658141
T3	3060000	-415231	0	-210642	2434127	-1.00252	-2440252
T4	3060000	-388002	0	-128945	2543053	-1.00252	-2549453
T5	3060000	-360562	0	-46411	2653027	-1.00252	-2659704
PS강연선 소계(인장)					11367896	-1.00383	-11407366

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	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			4773.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1630.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4595.60	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4773.80}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			7.458	-5.402	44.282	-31.005	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1630.90}{1.92536} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fal	MPa	0.920	0.737	0.819	-1.383	4.616	-8.276	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4595.6 + 0}{1.92536} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fll	MPa	2.592	2.077	2.308	-3.898	13.008	-23.322	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6287} + n \cdot \frac{510.5}{1.9254} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fsh	MPa	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.100	3.935	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.07 = 143.774$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.93 + -9.41 = 15.52$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.79 + -1.28 = -6.07$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \quad -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4774}{0.96511} \quad -0.968 = -4.789 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1631}{1.92536} \quad -1.509 = -1.278 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -143.774 \times 0.0093 = -1336.074$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1336.074}{1.6287} + n \cdot \frac{2016.429}{1.9254} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fcr	MPa	0.399	0.173	0.192	-2.531	0.397	15.544	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 444.45\ + 44.28\ +\ 4.62\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.801\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.801 \times 0.0025 = -37.209\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.209}{1.6287} + n \cdot \frac{-31.323}{1.9254} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	

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	281.986	0.000	36.400	143.774	6.252
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	143.774	9.498
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	143.774	22.145
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	143.774	19.134
T5	0.002081	173.3054	-22.307	36.400	143.774	16.091
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	718.868	73.120
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	143.774	14.624

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.624 \times 0.0093 = -135.90\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-135.90}{1.6287} + n \cdot \frac{205.10}{1.9254} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
frgs	MPa	0.041	0.018	0.020	-0.257	0.040	1.581	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 9.6511E+11 / 27804.0636 \times 2598220800 = 412.691$

$B = 1 + m = 1 + 412.691 = 413.691$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 412.691 \times 0.12 = -48.015 \ m$

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

$= 2.274 + 0.888 + 412.691 \times 0.005 + 412.691 \times 0.014$

$= 11.085$

$P = (1383.68 + 1163.34139) / 2 \times (138.7 \times 67)$

$= 11834608 \ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1588559.180 \ N$

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

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

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

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

$= -189592.325 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 112684.799 \ N$

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

$= 13078.771 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.887$ MPa

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

$= 2.983$ MPa

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

$= -5.499$ MPa

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

$= 1.464$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.188$ MPa

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

$= -0.229$ MPa

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

$= 0.390$ MPa

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

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	2.887	2.983	-5.499	1.464	-5.043	1.298	
fsh2	MPa	-0.188	-0.229	0.390	-0.103	0.357	-0.092	
f2	MPa	2.699	2.754	-5.110	1.361	-4.686	1.206	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			5133.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1725.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3830.80	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \ MPa$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \ MPa$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5133.60}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			8.020	-5.809	47.620	-33.342	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1725.30}{1.93909} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fal	MPa	0.960	0.768	0.853	-1.460	4.805	-8.738	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3830.8 + 0}{1.93909} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fll	MPa	2.132	1.705	1.895	-3.242	10.668	-19.401	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6404} + n \cdot \frac{510.5}{1.9391} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fsh	MPa	0.099	0.042	0.046	-0.638	0.087	3.921	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.49 = 140.796$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25 + -9.41 = 15.52$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.15 + -1.34 = -6.49$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \quad -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5134}{0.96511} \quad -0.968 = -5.150 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1725}{1.93909} \quad -1.509 = -1.343 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -140.796 \times 0.0093 = -1308.403$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1308.403}{1.6404} + n \cdot \frac{1974.668}{1.9391} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fcr	MPa	0.381	0.161	0.179	-2.469	0.335	15.165	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 444.45\ + 47.62\ + 4.80\ ) \times 0.03 = 14.906\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.906 \times 0.0025 = -37.475\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.475}{1.6404} + n \cdot \frac{-31.547}{1.9391} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.012	

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	281.986	0.000	36.400	140.796	6.401
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	140.796	9.647
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	140.796	22.294
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	140.796	19.283
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	140.796	16.240
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	703.980	73.865
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	140.796	14.773

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.773 \times 0.0093 = -137.28\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-137.28}{1.6404} + n \cdot \frac{207.19}{1.9391} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
frgs	MPa	0.040	0.017	0.019	-0.259	0.035	1.591	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00259096 = 413.847$

$B = 1 + m = 1 + 413.847 = 414.847$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 413.847 \times 0.12 = -48.154\ m$

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

$= 2.274 + 0.888 + 413.847 \times 0.005 + 413.847 \times 0.014$

$= 11.107$

$P = (1383.68 + 1166.541) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11849474\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1669873.327\ N$

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

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

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

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

$= -199703.103\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 112571.110\ N$

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

$= 13066.810\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 3.062$ MPa

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

$= 3.125$ MPa

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

$= -5.782$ MPa

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

$= 1.540$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.188$ MPa

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

$= -0.229$ MPa

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

$= 0.389$ MPa

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

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	3.062	3.125	-5.782	1.540	-5.302	1.365	
fsh2	MPa	-0.188	-0.229	0.389	-0.103	0.357	-0.092	
f2	MPa	2.874	2.896	-5.392	1.436	-4.945	1.273	

10.3 G7거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			4761.20	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1693.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4500.40	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4761.20}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			7.439	-5.388	44.166	-30.923	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1693.80}{1.92356} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fal	MPa	0.957	0.767	0.852	-1.437	4.805	-8.598	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4500.4 + 0}{1.92356} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fll	MPa	2.543	2.038	2.264	-3.819	12.766	-22.844	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6272} + n \cdot \frac{510.5}{1.9236} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fsh	MPa	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.102	3.937	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.11 = 143.508$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.93 + -9.41 = 15.52$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.78 + -1.33 = -6.11$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \quad -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4761}{0.96511} \quad -0.968 = -4.776 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1694}{1.92356} \quad -1.509 = -1.329 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -143.508 \times 0.0093 = -1333.608$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1333.608}{1.6272} + n \cdot \frac{2012.708}{1.9236} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fcr	MPa	0.400	0.174	0.193	-2.527	0.403	15.523	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$= (\quad 444.45 \quad + \quad 44.17 \quad + \quad 4.80 \quad) \times \quad 0.03 \quad = \quad 14.803 \quad Mpa$

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = \quad -14.803 \quad \times \quad 0.0025 \quad = \quad -37.214 \quad kN$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.214}{1.6272} + n \cdot \frac{-31.328}{1.9236} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	

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	281.986	0.000	36.400	143.508	6.266
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	143.508	9.511
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	143.508	22.158
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	143.508	19.148
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	143.508	16.104
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	717.541	73.187
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	143.508	14.637

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = \quad -14.637 \quad \times \quad 0.0093 \quad = \quad -136.02 \quad kN$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-136.02}{1.6272} + n \cdot \frac{205.29}{1.9236} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
frgs	MPa	0.041	0.018	0.020	-0.258	0.041	1.583	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00259096 = 413.847$

$B = 1 + m = 1 + 413.847 = 414.847$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 413.847 \times 0.12 = -48.154\ m$

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

$= 2.274 + 0.888 + 413.847 \times 0.005 + 413.847 \times 0.014$

$= 11.107$

$P = (1383.68 + 1163.6265) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11835932\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1583942.697\ N$

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

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

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

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

$= -189033.754\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 112571.110\ N$

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

$= 13066.810\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.886$ MPa

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

$= 2.983$ MPa

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

$= -5.483$ MPa

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

$= 1.460$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.188$ MPa

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

$= -0.229$ MPa

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

$= 0.389$ MPa

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

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	2.886	2.983	-5.483	1.460	-5.029	1.294	
fsh2	MPa	-0.188	-0.229	0.389	-0.103	0.357	-0.092	
f2	MPa	2.698	2.754	-5.094	1.357	-4.672	1.203	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

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			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	
계				2.246	16.184	444.453	-1223.288	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.458	-5.402	44.282	-31.005	
4	fal	0.920	0.737	0.819	-1.383	4.616	-8.276	
5	fll	2.592	2.077	2.308	-3.898	13.008	-23.322	
6	fsh	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.100	3.935	
7	fcr	0.399	0.173	0.192	-2.531	0.397	15.544	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	
9	frgs	0.041	0.018	0.020	-0.257	0.040	1.581	
10	f2	2.699	2.754	-5.110	1.361	-4.686	1.206	
계		6.714	5.768	7.943	3.435	501.976	-1263.613	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	±2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	±0.0021
fps	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	±1275.187
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~G6거더 응력산출

1) G2~G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.843

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			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	
계				2.246	16.184	444.453	-1223.288	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.020	-5.809	47.620	-33.342	
4	fal	0.960	0.768	0.853	-1.460	4.805	-8.738	
5	fll	2.132	1.705	1.895	-3.242	10.668	-19.401	
6	fsh	0.099	0.042	0.046	-0.638	0.087	3.921	
7	fcr	0.381	0.161	0.179	-2.469	0.335	15.165	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.012	
9	frgs	0.040	0.017	0.019	-0.259	0.035	1.591	
10	f2	2.874	2.896	-5.392	1.436	-4.945	1.273	
계		6.448	5.555	7.828	3.747	502.822	-1262.808	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
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 G7거더 응력산출

1) G7거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

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			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	
계				2.246	16.184	444.453	-1223.288	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.439	-5.388	44.166	-30.923	
4	fal	0.957	0.767	0.852	-1.437	4.805	-8.598	
5	fll	2.543	2.038	2.264	-3.819	12.766	-22.844	
6	fsh	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.102	3.937	
7	fcr	0.400	0.174	0.193	-2.527	0.403	15.523	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	
9	frgs	0.041	0.018	0.020	-0.258	0.041	1.583	
10	f2	2.698	2.754	-5.094	1.357	-4.672	1.203	
계		6.702	5.759	7.930	3.474	501.828	-1263.397	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
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	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	4773.80	30891	0.9651	40.05
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9254	7.26
프리스트레스 도입직후	-12912.98	30891	0.8763	-119.30
프리스트레스 손실	2240.46	30891	1.9254	9.42
활하중	4595.60	30891	1.9254	19.33

(2) G2~G6 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5133.60	30891	0.9651	43.07
합성후 고정하중	1725.30	30891	1.9391	7.50
프리스트레스 도입직후	-12912.98	30891	0.8763	-119.30
프리스트레스 손실	2240.46	30891	1.9254	9.42
활하중	3830.80	30891	1.9254	16.11

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 + -119.30) = -35.81 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 + 40.05 + 7.26 + -109.88)

= 15.12 mm

(4) G2~G6 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

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

= 0.825 × (75.90 + -119.30) = -35.81 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 + 43.07 + 7.50 + -109.88)

= 18.81 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G6 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-43.40	-43.40	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-79.21	-79.21	
바닥판 타설 후	-39.16	-36.14	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-7.36	-0.41	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	19.33	16.11	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

δv = 19.33 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G6 거더

δv = 16.11 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 28886800.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2560.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	2716.0	mm			
Ap1 =	0.0092929	m^2	=	9292.9 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 − [0.007 × (Fck − 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001337

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

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

Fps = Fput ×[1 − (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1841.6 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 291.3 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 291.3 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.091

qp (=0.091) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 − 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b − bo) × t × (dp − 0.5 t)] = 54949.50 kN · m

Φ · Mn (=54949.496) > Mu (=28886.8) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe − fd) = -33260.439 kN · m

fpe = 22.494 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

1.2 · Mcr (=-33260.43 < Φ · Mn (=54949.496) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G7 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	725.88	5.54
합성전	379.10	1.52
합성후	186.20	8.06
활하중	426.71	24.33

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2596.0 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) = 11724.5 kN·m

fpe = 22.494 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 64.76 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 = 1652.32 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 300381.08 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 300381.08 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10237852 N = 10237.85 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9832224 / 1010953 = 9.726 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8714869 × 0.2675 = 2330806.01 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10237.9 kN

3) øVc = 0.80 × 10237.9 = 8190.3 kN

1/2 øVc = 4,095.141 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G7 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	370.83	204.71
합성후	179.88	92.34
활하중	418.78	219.06

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2520.8 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 11724.5 kN·m

fpe = 22.494 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 857.14 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 × VI = 1616.30 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 22936.07 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 22936.07 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4307567.57 N = 4307.57 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9832224 / 1010953 = 9.726 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8714869 × 0.2675 = 2330806.01 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4307.6 kN

3) øVc = 0.80 × 4307.6 = 3446.1 kN

1/2 øVc = 1,723.027 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 G7 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	236.26	2921.40
합성후	93.41	1315.30
활하중	305.35	2864.50

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1609.5 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) = 11724.5 kN·m

fpe = 22.494 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 11666.39 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 × Vl = 1085.07 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1625.45 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 1625.45 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4307567.57 N = 4307.57 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9832224 / 1010953 = 9.726 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8714869 × 0.2675 = 2330806.01 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1625.5 kN

3) øVc = 0.80 × 1625.5 = 1300.4 kN

1/2 øVc = 650.181 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

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

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

= (1609.5 - 1300.4) × 400

/ (0.80 × 300 × 2080.00)

= 247.72 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 33.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 247.72 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.079$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.512 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 742400$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.079 \times 742400 = 58649.6$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58649.6 / (2.56 \times 0.80)$

$= 0.057$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.204$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6144 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 890880$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.204 \times 890880 = 181739.52$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 181739.52 / (2.56 \times 0.80)$

$= 0.177$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 1291.2 \times 1000 / (0.800 \times 2.272) = 0.710$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

$dp = 2.840 - 0.700 = 2.140$ m $\leq 0.8 \times 2.8 = 2.272$ m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 426.7 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.235 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 0.710 + 2.15 x 0.235

= 1.428 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(0.710 + 0.235 + 0.057)

= 1.303 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.057 + 0.[illegible])

= 0.304 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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

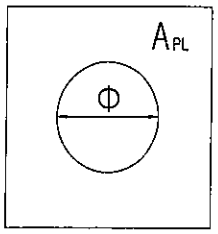
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

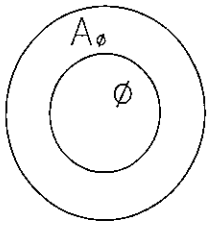
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m^2)$	$A\Phi(m^2)$	$\Phi(m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,060,000	2,651,469	2,229,246
T3	3,060,000	2,434,127	2,046,514
T4	3,060,000	2,543,053	2,138,095
T5	3,060,000	2,653,027	2,230,557

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \quad \leq \quad 1.1 \times fci$$

- 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	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/15연선	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	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T3	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T4	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T5	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	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	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/15연선	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	15.2/15연선	2,651,469	0.107	24.8	33.9	O.K
T3	15.2/15연선	2,434,127	0.107	22.7	33.9	O.K
T4	15.2/15연선	2,543,053	0.107	23.7	33.9	O.K
T5	15.2/15연선	2,653,027	0.107	24.8	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) = 12240000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 12240000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 12240000 × sin 0.13771

= 2861184.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2861184.69 / (0.8 × 300.0) = 14305.9 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 축방향 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 × 2861184.690 = 57223.694 N

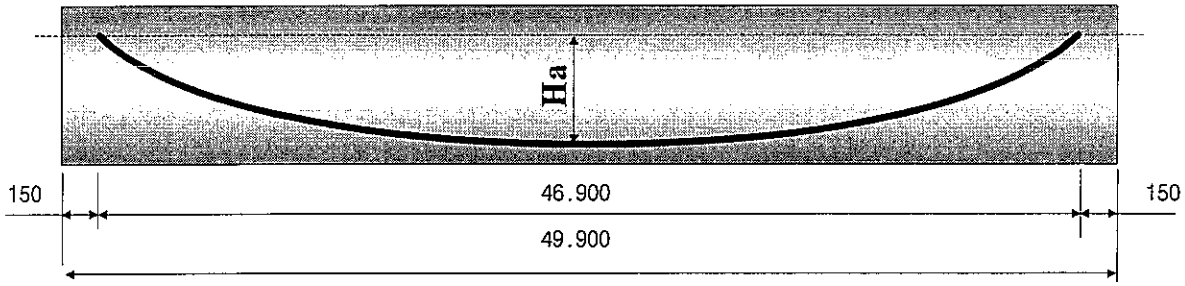
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 57223.694 / 180 = 317.909 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	0.0020805	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0020805	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0020805	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0020805	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	-680.00	-558.68	49.130	-121.035
C2	5	-680.00	-558.68	49.130	-121.035
T1	5	1360.00	1086.22	49.449	311.470
T2	4	3060.00	2651.47	49.273	338.165
T3	1	3060.00	2434.13	49.199	324.806
T4	2	3060.00	2543.05	49.151	330.926
T5	3	3060.00	2653.03	49.131	337.282

S2

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

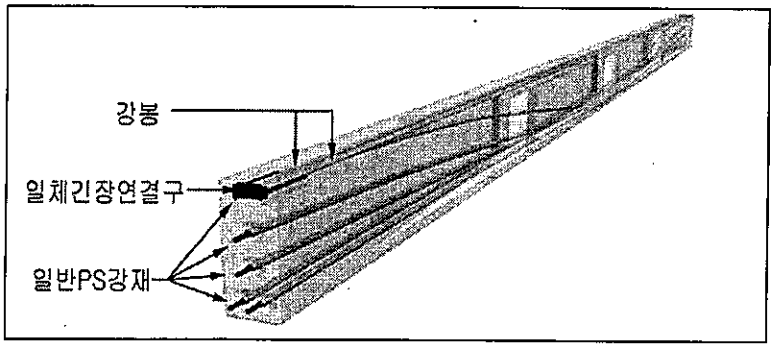
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

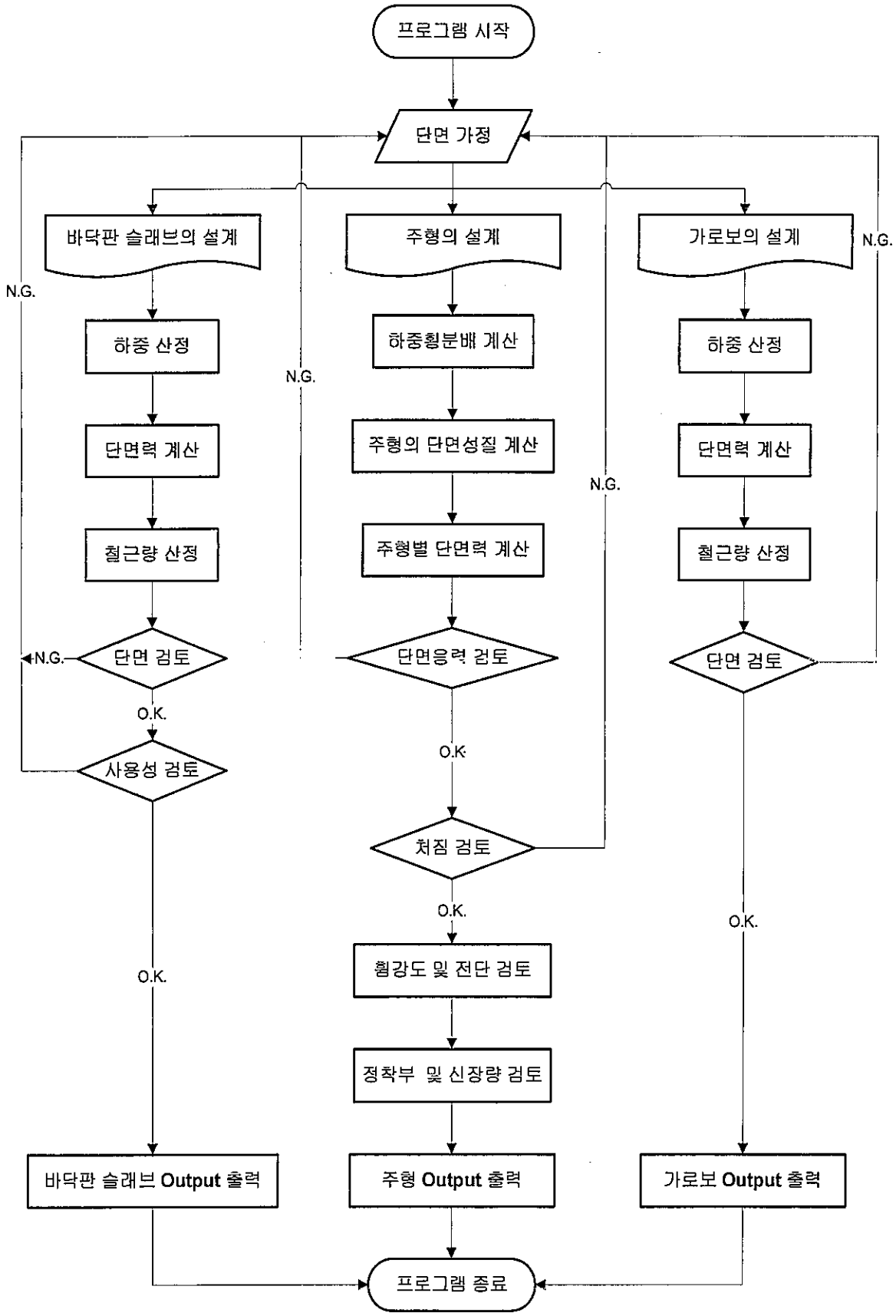
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
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 : 병천천교 옥산방향(S2)
- 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 : 17.970 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

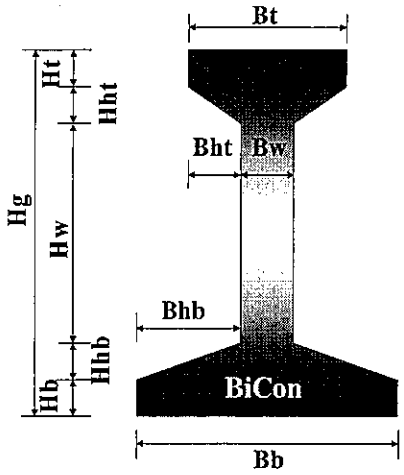
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

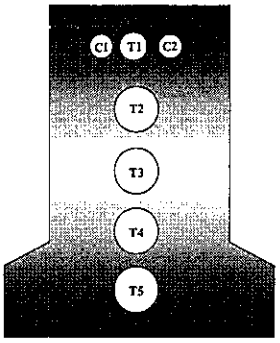
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

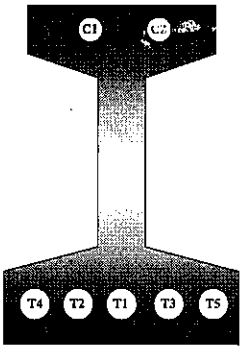
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	15EA	15EA	15EA	15EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-680kN	-680kN	1360kN	3060kN	3060kN	3060kN	3060kN
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.

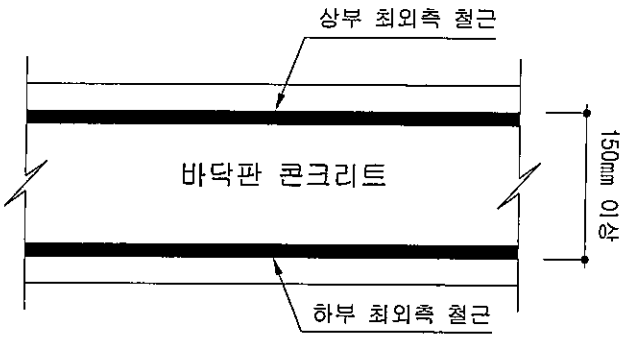
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.780 m / 0.240 m = 7.417 ≤ 15 ---------- O.K

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



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.780 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

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

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

※ 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

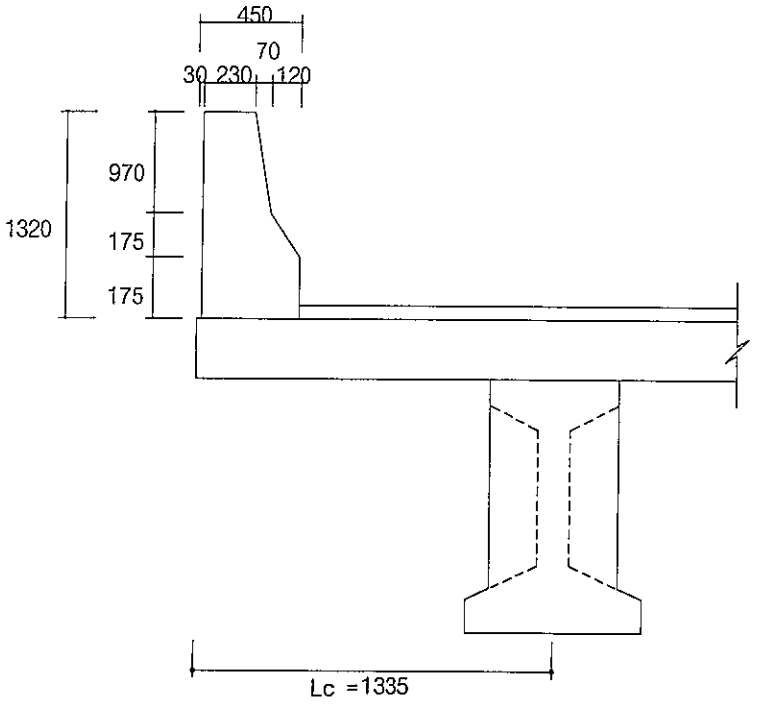
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.185 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 231.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 231.800 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	0.750	7.388
바닥판	0.224	25.000	5.600	0.468	2.618
포 장	0.024	23.500	0.570	0.243	0.138
방음판			0.000	0.790	0.000
합 계			16.020		10.144

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.288 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 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 / 1.288) · 0.185 ·(1 + 0.300) = 17.925 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 8.185° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.288) · 0.075 = 5.608 kN

Mcf = 5.608 × 1.800 = 10.094 kN·m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.144	
2	활하중	Ml	17.925	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.094	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	64.849	38.163	
Case 2	17.331	13.332	
Case 3	51.543	41.133	
Case 4	49.613	38.163	
Case 5	49.561	41.133	
Case 6	79.945	61.496	
Case 7	43.998	36.665	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	79.945	
사 용 하 중	61.496	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 79945405.6 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 79945405.6 = 0 에서

As(req) = 1401.378 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0078

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1401.378

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1401.378 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1868.504

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 79.945 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 = 0.935 × 1000 / 10 = 93.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (93.5mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 61.496 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 234.592 MPa

Fsmax (=234.592 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 / 234.59) - 2.5 × 52.00 = 205.689 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 234.59) = 268.551 mm

Sa는 작은 값인 205.689 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 205.689 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 17.925 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 68.381 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 = 938.923 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) = 938.923 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 938.923 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.144	
2	활하중	Ml	17.925	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			90.267	
Case 2	1.3		1.3		43.520	
Case 3	1.3	2.6		0.65	61.724	
Case 4	1.3	2.6	1.3		90.126	
Case 5	1.2		1.2	1.2	43.736	
적 용					90.267	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 90266703.1 (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 = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

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 - 90266703.1 = 0 에서

As(req) = 1598.685 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0089

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1598.685

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2131.580

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2802.756

∴ As = 2802.756 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

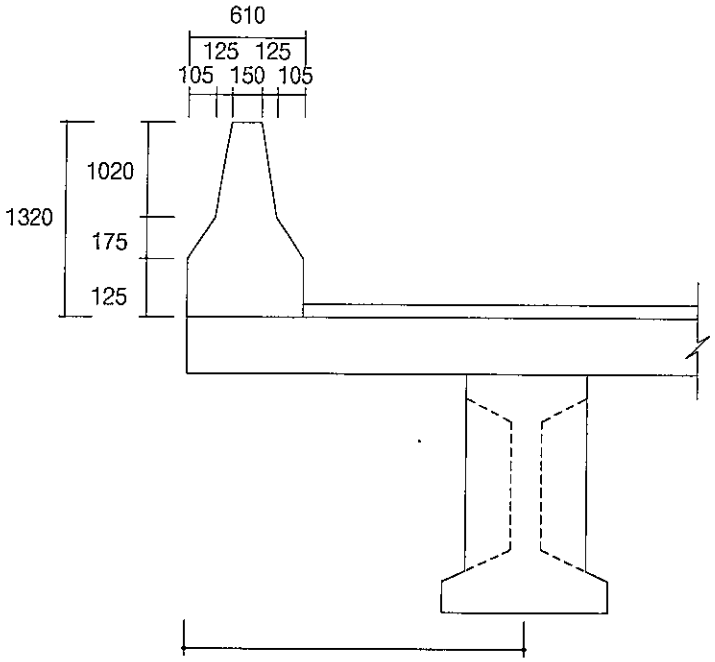
φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ φf · Mn = 153.813 kN · m > Mu = 90.267 kN · m ---------- O.K

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.148 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = ## × L + 180 = 221.44 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.00 mm > Tmin = 221.44 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
중분대	0.482	25.000	12.047	0.753	9.071
바닥판	0.254	25.000	6.350	0.529	3.359
포 장	0.022	23.500	0.526	0.224	0.118
방음판			0.000	0.000	0.000
합 계			18.923		12.548

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.258 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 / 1.258) · 0.148 · (1 + 0.300) = 14.678 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	0.394
활하중 비재하시	0.0030	805.0	0.423

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.548	
2	활하중	Ml	14.678	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	활하중 재하시
			0.423	활하중 비재하시

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.30	2.15				
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30		1.30		
Case 4	1.30	1.30	1.30			
Case 5	1.20		1.20	1.20		

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.00	1.00				
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00		1.00		
Case 4	1.00	1.00	1.00			
Case 5	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	47.869	27.226	
Case 2	46.645	35.881	
Case 3	35.905	27.619	
Case 4	65.726	50.559	
Case 5	43.564	36.304	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	65.726	
사 용 하 중	50.559	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 65726291.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 65726291.7 = 0 에서

As(req) = 1136.493 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1136.493

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1136.493 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1515.324

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ φf · Mn = 91.703 kN · m > Mu = 65.726 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.62 × 1000 / 10 = 62 mm

Tcan (240mm) > Tmin (62mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 50.559 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 192.868 MPa

Fsmax (=192.868 MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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 / 192.87) - 2.5 × 52.00 = 278.310 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 192.87) = 326.648 mm

Sa는 작은 값인 278.310 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 278.31 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 14.678 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 55.99 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 761.450 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) = 761.450 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.548	
2	활하중	Ml	14.678	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	
			0.423	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			79.426	
Case 2	1.30		1.30		46.645	
Case 3	1.30	2.60		0.65	54.730	
Case 4	1.30	2.60	1.30		84.807	
Case 5	1.20		1.20	1.20	43.564	
적 용					84.807	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 84807283.5 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0120

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 - 84807283.471 = 0 에서

As(req) = 1493.771 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0083

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1493.771

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1991.695

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2272.986

∴ As = 2272.986 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

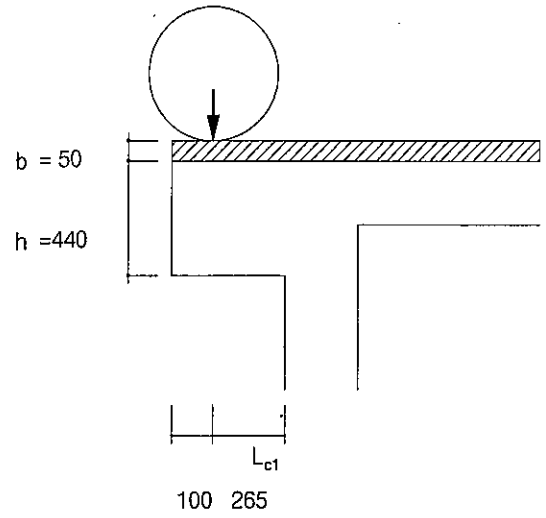
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ ϕ_f · Mn = 131.009 kN · m > Mu = 84.807 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.265 = 0.365 m

Wd = 0.490 × 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.816 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.049 ≤ 0.300 ∴ i = 0.049

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.265 + 0.98 = 1.073 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 30.829 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 67.344 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 67343535.4 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0356

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 + 84320 As - 67343535.4 = 0 에서

As(req) = 822.435 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0033

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 822.435

② As(min) = 868.000 ∴ As = 868 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1096.580

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

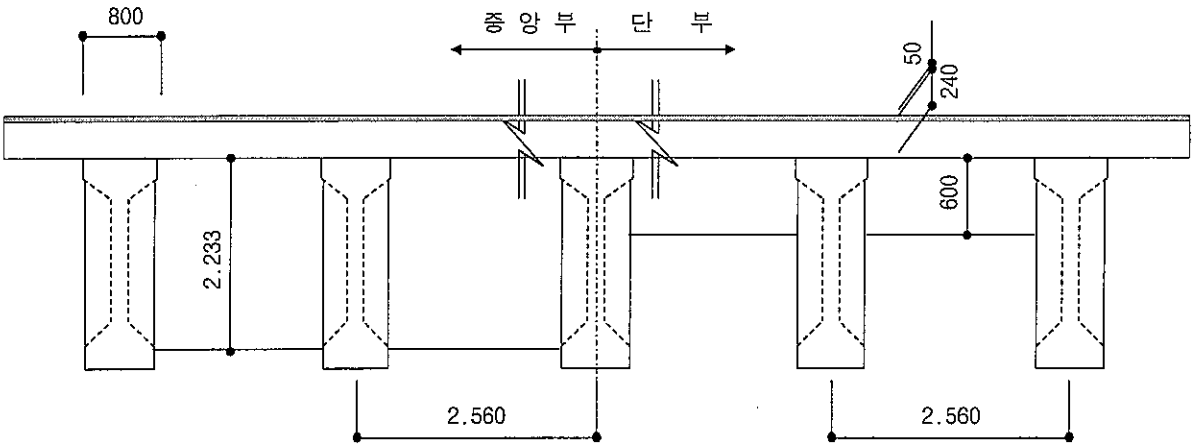
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 104.701 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ φf · Mn = 104.701 kN · m > Mu = 67.344 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

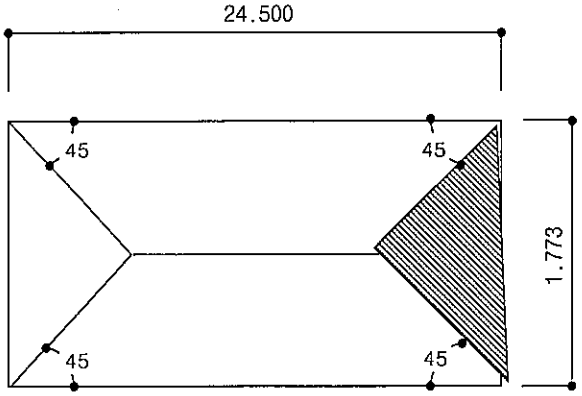
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.560 m

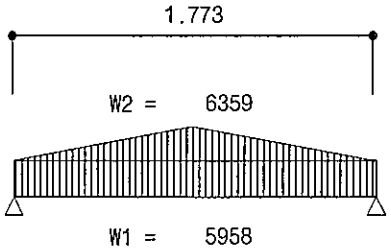
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.560 - 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 83.2 ° 가로보 사지간 1.760 ÷ SIN (83.2) = 1.773 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (83.2) = 0.397 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (83.2) × 0.600 × 2500 × 10 = 5958 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.886 × 2500 + 0.050 × 0.886 × 2350) × 10 = 6359 N/m

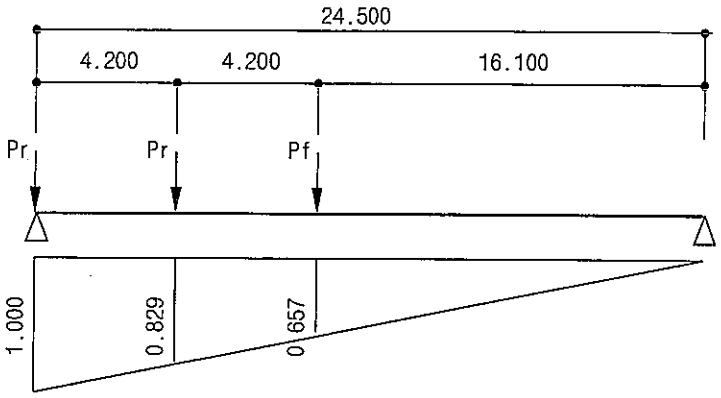
작용 단면력

Rad = 5958 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 6359 × 1/2) × 1/2 = 8098 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5958 \times 1.773^2}{8} + \frac{6359 \times 1.773^2}{12} = 4005 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



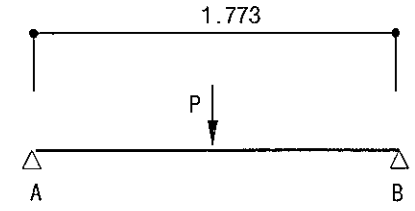
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 \quad < 0.3$$

$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.829\ ) + 24.0 \times 0.657\ )\} \times 1.233 = 235.806\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.806 \times 1.773}{4}$$

$$= 104.494 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 235.806 × 1.000 = 235.806 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	4.005	104.494
Vu	kN	8.098	235.806

(4) 극한단면력

Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 × 4.005 + 2.150 × 104.494 = 229.868 kN · m

Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 × 8.098 + 2.150 × 235.806 = 517.510 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

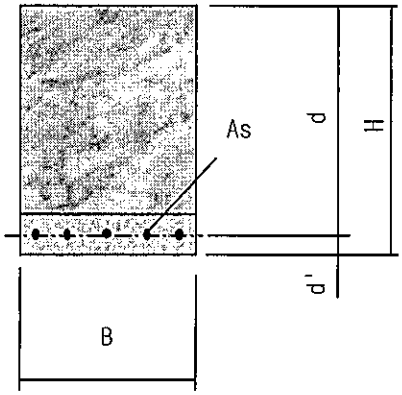
fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 229.868 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

= 229868000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,201.3 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,601.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[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 = 229.868 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.773 ÷ 0.770 = 2.302 < 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 = 517.510 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 = 517.510 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

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

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

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

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

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

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.302}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.302}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026 \text{ kN}$$

- 공칭전단강도

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

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 517.510 kN O.K.

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

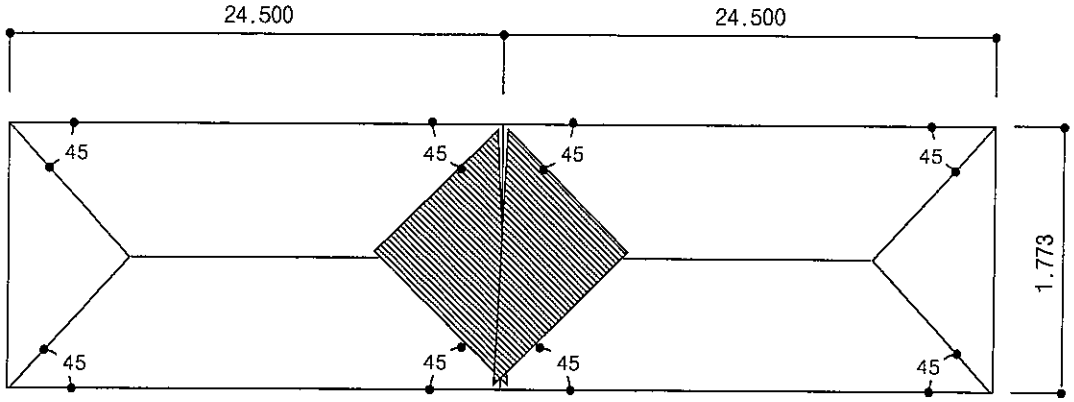
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.560 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 83.2 °　　가로보 사지간 : 1.760 ÷ SIN (83.2) = 1.773 m

2)작용하중

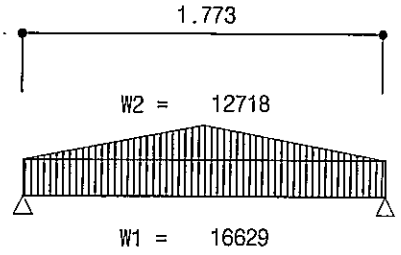
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (83.2) = 0.298 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (83.2) × 2.233 × 2500 × 10 = 16629 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.773 × 2500 + 0.050 × 1.773 × 2350) × 10 = 12718 N/m



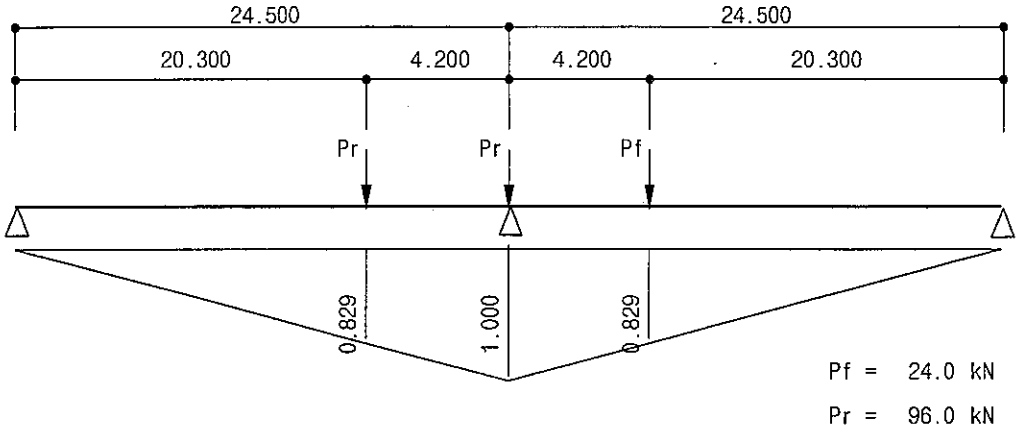
작용 단면력

Rad = 16629 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 12718 × 1/2) × 1/2 = 20374 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{16629 \times 1.773^2}{8} + \frac{12718 \times 1.773^2}{12} = 9861 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

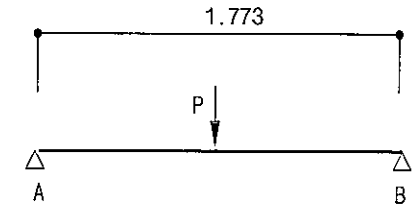
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

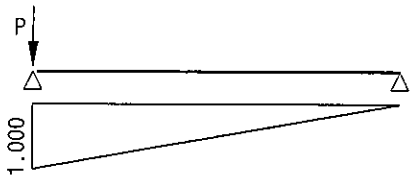
$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.829\ ) + 24.0 \times 0.829\ )\} \times 1.233 = 240.940\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{240.940 \times 1.773}{4}$$

$$= 106.769 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$R_{Al} = 240.940 \times 1.000 = 240.940 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

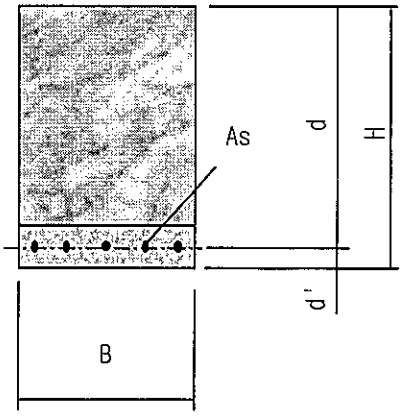
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	9.861	106.769
Vu	kN	20.374	240.940

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3\, m_d + 2.15\, m_l = 1.300 \times 9.861 + 2.150 \times 106.769 = 242.373 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3\, S_d + 2.15\, S_l = 1.300 \times 20.374 + 2.150 \times 240.940 = 544.507 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck =	27	MPa	fy =	300	MPa
Mu =	242.373	kN·m			
b =	300.0	mm	h =	2473.0	mm
d' =	70.0	mm	d =	2403.0	mm
Ø(Bending) =	0.85				

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 612765 As

= 242373000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량	Asreq	=	397.0 ㎟ 이상이어야 하며,
최소철근량	Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d =		3,121.6 ㎟ 와
	Asmin = 1.4 / fy × b × d	=	3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,
	Asmin = Asreq × 4/3	=	529.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 242.373 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.773 ÷ 2.403 = 0.738 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 544.507 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN < Su = 544.507 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.738}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.738}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

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

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > · Vu = 544.507 kN O.K.

4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

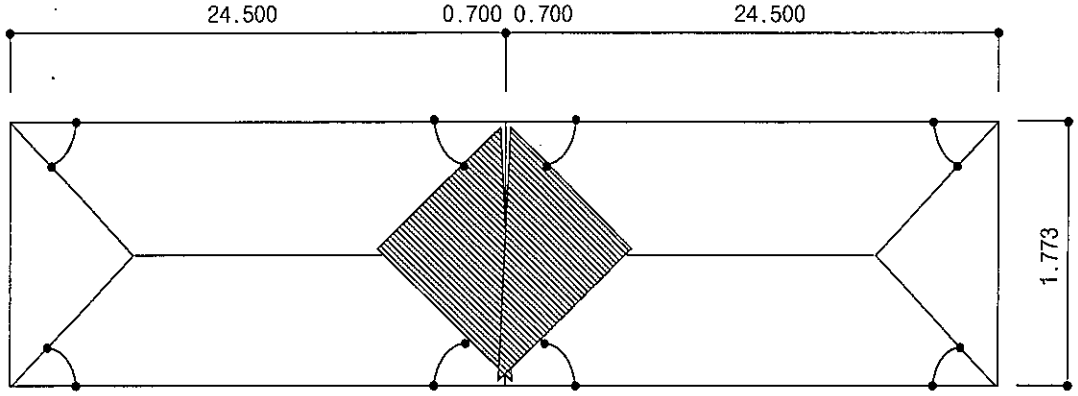
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.560 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 83.2 °　　가로보 사지간 : 1.760 ÷ SIN(83.2) = 1.773 m

2)작용하중

(1)고정하중

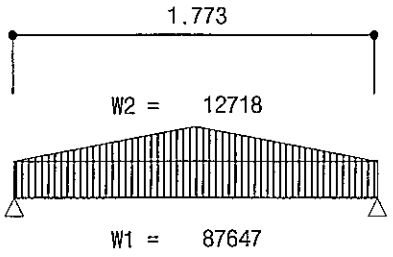


빔　　폭: 1.400 × SIN (83.2) = 1.390 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (83.2) × 2.233 × 2500 × 10 = 77602 N/m

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

(0.240 × 1.773 × 2500 + 0.050 × 1.773 × 2350) × 10 = 12718 N/m



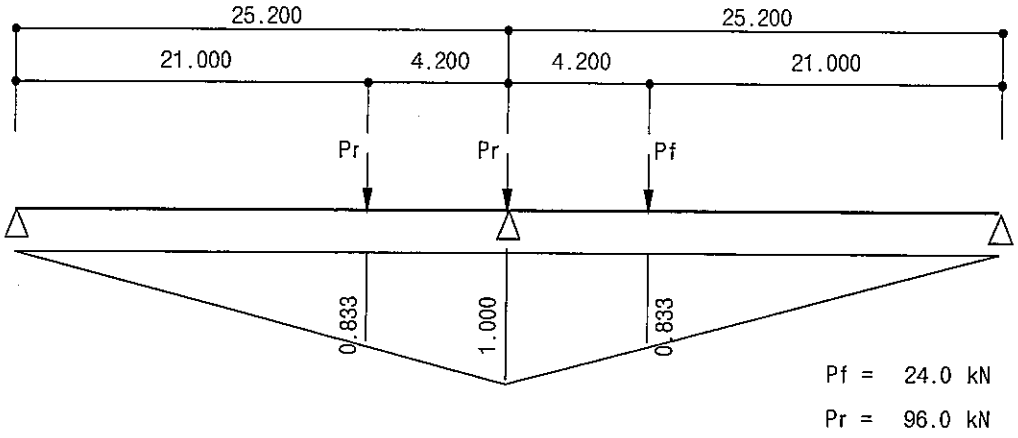
작용 단면력

Rad = 87647 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 12718 × 1/2) × 1/2 = 83315 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{87647 \times 1.773^2}{8} + \frac{12718 \times 1.773^2}{12} = 37752 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



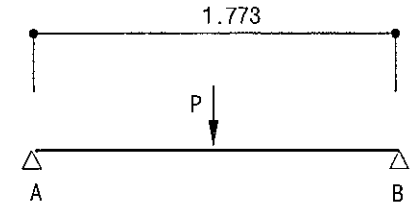
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 25.200}$ = 0.230 < 0.3

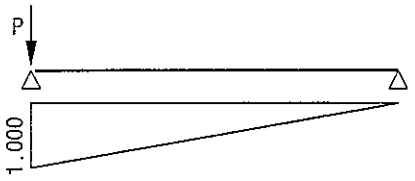
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.833) + 24.0 × 0.833)} × 1.230 = 241.043 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{241.043 \times 1.773}{4}$$

$$= 106.815 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 241.043 \times 1.000 = 241.043 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	37.752	106.815
Vu	kN	83.315	241.043

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 37.752 + 2.150 \times 106.815 = 278.730$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 83.315 + 2.150 \times 241.043 = 626.552$ kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 278.730 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

= 278730000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 455.3 ㎟ 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 = 607.0 ㎟ 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 = 278.730 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.773 ÷ 2.403 = 0.738 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 626.552 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 626.552 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sv$ = 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 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sh$ = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

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

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.738}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.738}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

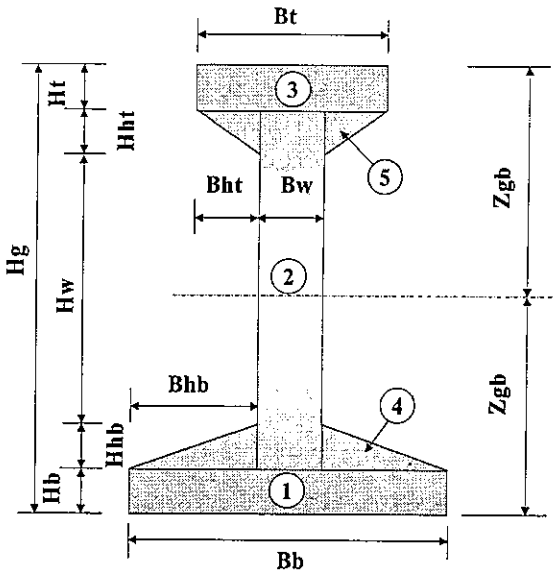
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 626.552 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

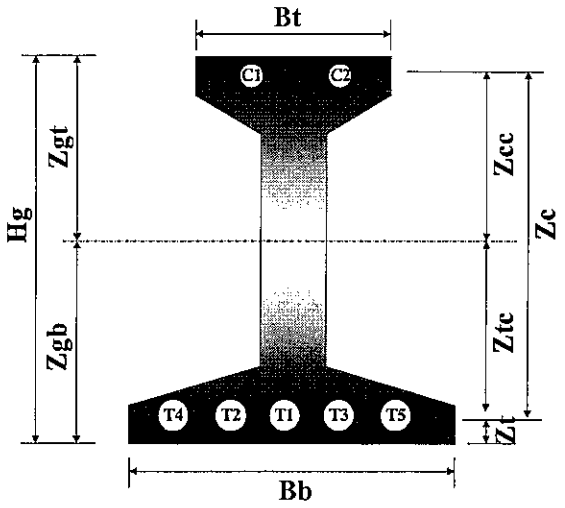


< 단위 : m >

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
Σ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

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

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	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×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	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

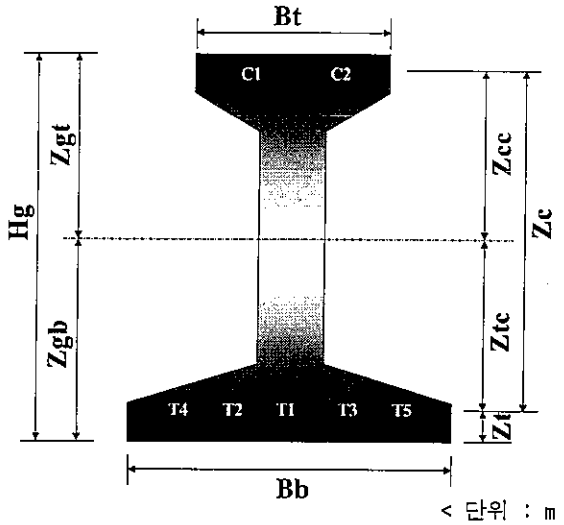
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	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×y²) - ΣA×zgb² 0.876314 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(㎜)	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	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T3	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T4	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T5	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
Σ		0.00929	0.124	0.00115	0.00014	1.453E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.5398E-06 m⁴

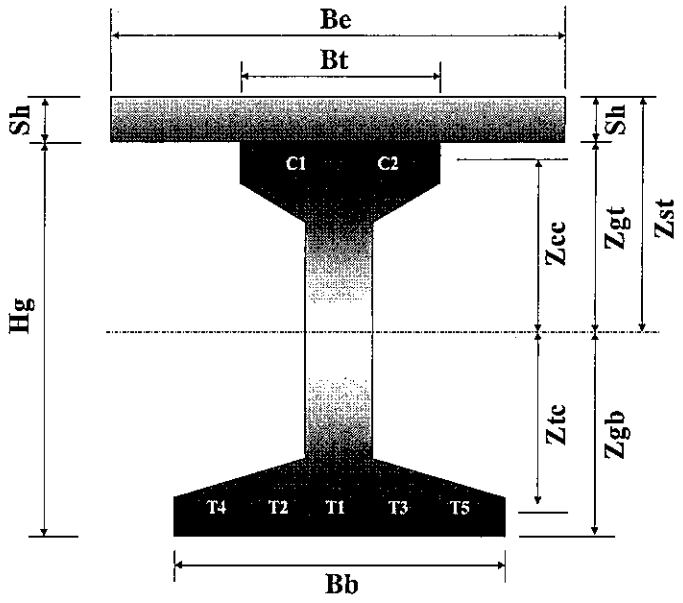
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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	0.06016	0.124	0.00746	0.00092	9.968E-06
Σ		1.08739	1.092	1.18761	1.38584	0.876325

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.092161 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.507839 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.382839 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.968206 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.965109 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.326 m

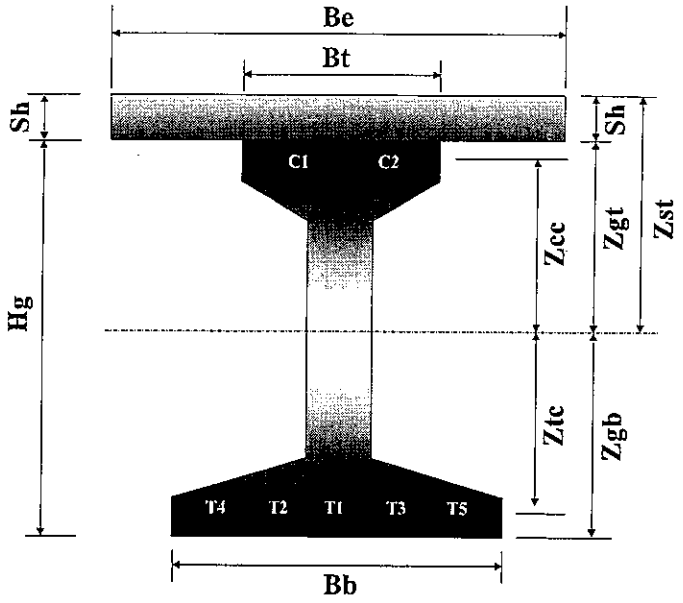
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.409	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.766	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.506	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.506	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.54130	2.720	1.47233	4.00472	0.002598
Σ		1.62869	1.633	2.65993	5.30178	0.967708

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A$ = -1.633175 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.966825 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.841825 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.509220 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.206825 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum Io + \sum(A \times y^2) - \sum A \times zgb^2$ = 1.925356 m^4

5.4.2 G2~G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

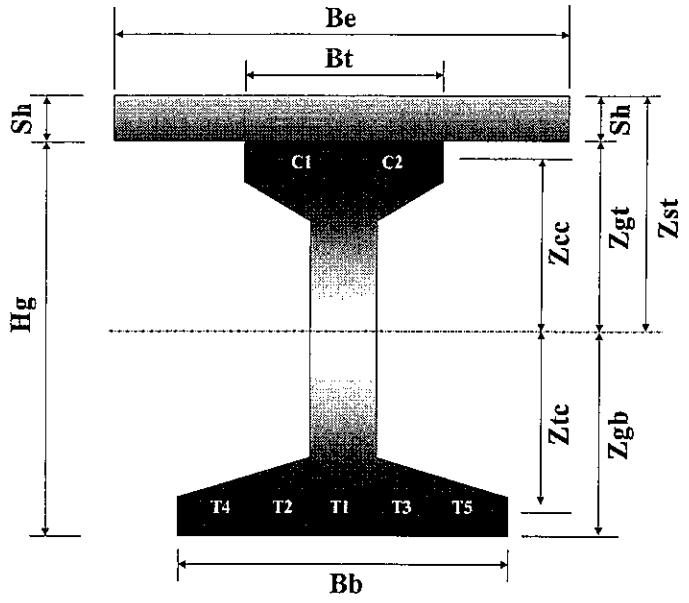
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.560	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.560	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.55296	2.720	1.50405	4.09102	0.002654
Σ		1.64035	1.641	2.69166	5.38808	0.967764

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.640903 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.959097 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.834097 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.516948 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.199097 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.939091 m^4

5.4.3 G7 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.319 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.402	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.759	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.499	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.499	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.53978	2.720	1.46821	3.99354	0.002591
Σ		1.62717	1.632	2.65582	5.29059	0.967700

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.632165 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.967835 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.842835 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.508210 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.207835 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 1.923561 m⁴

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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.62869	1.925356	1.207	0.967	-1.633	0.842	-1.509

5.5.2 G2-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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.64035	1.939091	1.199	0.959	-1.641	0.834	-1.517

5.5.3 G7 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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.62717	1.923561	1.208	0.968	-1.632	0.843	-1.508

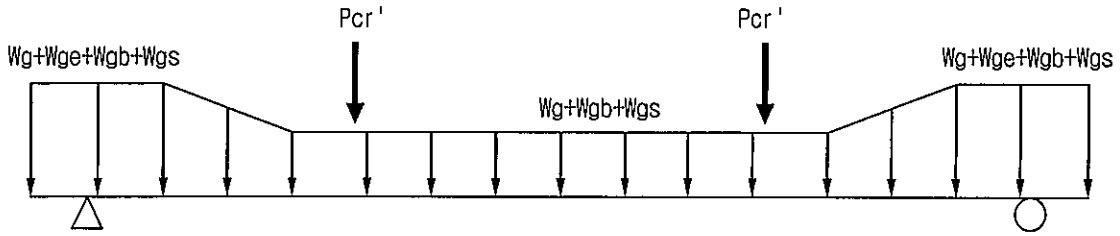
6. 설 계 하 중

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 × 15 EA			=	661	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.506 × 25000 = 15036 N/m

(2) G2~G6 거더 : 0.240 × 2.560 × 25000 = 15360 N/m

(3) G7 거더 : 0.240 × 2.499 × 25000 = 14994 N/m

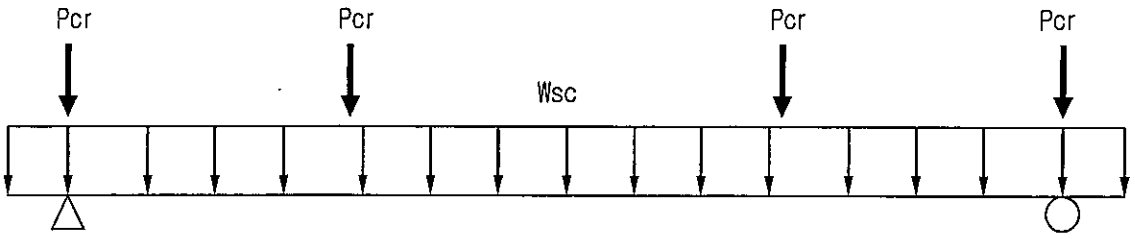
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.28 × 25000 = 21440 N

(2) G2~G6 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.56 × 25000 = 42880 N

(3) G7 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.28 × 25000 = 21440 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

- 중분대(우) : A × w = 0.421 × 25000 = 10531 N/m

(3) 중앙부 하중

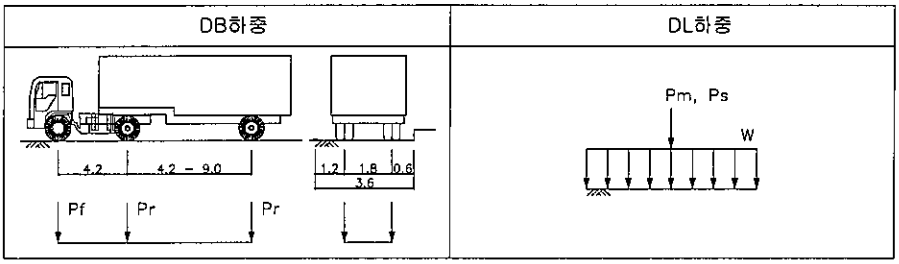
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 5 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.950712	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026161	0.003911
요소 중심간격(V)	2.560	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 8.902m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 22865.971

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.949$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 131.387

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.105$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

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

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

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

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

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

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

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

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

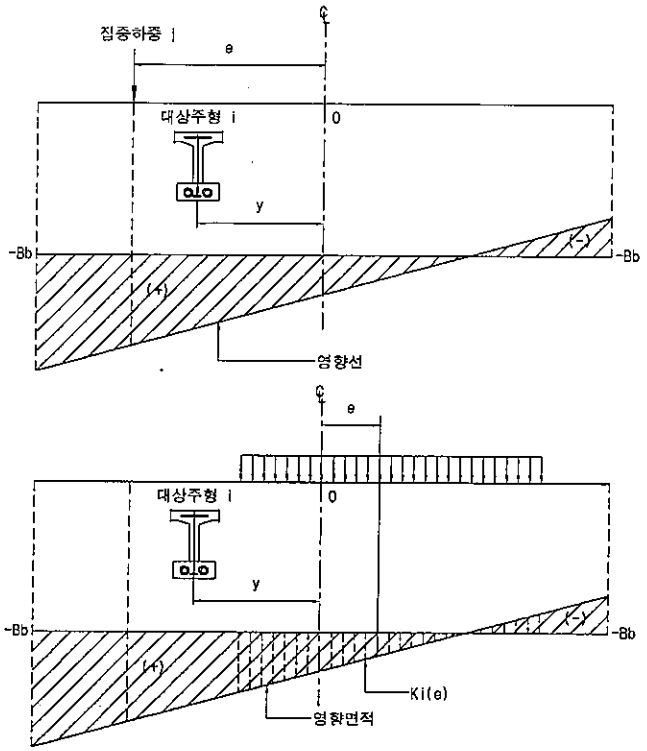
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 7.675	G2 5.115	G3 2.555	G4 -0.005	G5 -2.564	G6 -5.124	G7 -7.684	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-8.902	0.001	-0.022	-0.040	-0.029	0.057	0.295	0.738	1.000
-0.75×Bb	-6.677	-0.009	-0.008	0.006	0.053	0.157	0.322	0.479	1.000
-0.50×Bb	-4.451	-0.016	0.012	0.060	0.143	0.251	0.303	0.247	1.000
-0.25×Bb	-2.226	-0.013	0.049	0.134	0.238	0.289	0.209	0.094	1.000
0.00×Bb	0.000	0.015	0.115	0.224	0.291	0.224	0.115	0.015	1.000
0.25×Bb	2.226	0.094	0.210	0.289	0.237	0.134	0.049	-0.014	1.000
0.50×Bb	4.451	0.247	0.303	0.251	0.143	0.060	0.012	-0.017	1.000
0.75×Bb	6.677	0.480	0.322	0.157	0.053	0.006	-0.008	-0.009	1.000
1.00×Bb	8.902	0.739	0.295	0.057	-0.030	-0.040	-0.022	0.001	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 7.675	G2 5.115	G3 2.555	G4 -0.005	G5 -2.564	G6 -5.124	G7 -7.684	합계 (∑)
방호벽(좌)	8.717	0.717	0.297	0.065	-0.023	-0.036	-0.021	0.000	1.000
중분대(우)	-8.597	0.000	-0.020	-0.033	-0.018	0.071	0.299	0.703	1.000
콘크리트포장	0.080	2.223	2.424	2.536	2.566	2.517	2.370	2.110	16.745

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 7.675	G2 5.115	G3 2.555	G4 -0.005	G5 -2.564	G6 -5.124	G7 -7.684	합계 (∑)
DB1	6.952	1.026	0.634	0.289	0.086	0.001	-0.020	-0.016	2.000
DB2	3.952	0.425	0.562	0.523	0.329	0.153	0.040	-0.032	2.000
DB3	0.952	0.093	0.310	0.510	0.542	0.371	0.171	0.003	2.000
DB4	-2.048	-0.020	0.112	0.286	0.482	0.555	0.404	0.182	2.000
DB5	-5.048	-0.029	0.013	0.091	0.238	0.451	0.619	0.617	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 7.675	G2 5.115	G3 2.555	G4 -0.005	G5 -2.564	G6 -5.124	G7 -7.684	합계 (∑)
DL1	6.952	0.512	0.319	0.144	0.042	0.000	-0.010	-0.008	1.000
DL2	3.952	0.206	0.286	0.268	0.165	0.075	0.018	-0.017	1.000
DL3	0.952	0.041	0.153	0.260	0.279	0.185	0.083	-0.002	1.000
DL4	-2.048	-0.012	0.054	0.141	0.245	0.287	0.201	0.085	1.000
DL5	-5.048	-0.015	0.005	0.044	0.118	0.228	0.318	0.302	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DB1	1.026	0.634	0.289	0.086	0.001	-0.020	-0.016	2.000
DB2	0.425	0.562	0.523	0.329	0.153	0.040	-0.032	2.000
DB3	0.093	0.310	0.510	0.542	0.371	0.171	0.003	2.000
DB4	-0.020	0.112	0.286	0.482	0.555	0.404	0.182	2.000
DB5	-0.029	0.013	0.091	0.238	0.451	0.619	0.617	2.000
DB12	1.451	1.196	0.812	0.415	0.154	0.020	-0.048	4.000
DB13	1.119	0.944	0.799	0.628	0.372	0.151	-0.013	4.000
DB14	1.006	0.746	0.574	0.568	0.556	0.384	0.166	4.000
DB15	0.997	0.647	0.380	0.324	0.452	0.599	0.602	4.000
DB23	0.518	0.872	1.033	0.872	0.524	0.211	-0.029	4.000
DB24	0.405	0.674	0.809	0.812	0.708	0.443	0.149	4.000
DB25	0.396	0.575	0.614	0.567	0.604	0.658	0.585	4.000
DB34	0.073	0.422	0.796	1.024	0.925	0.575	0.185	4.000
DB35	0.064	0.323	0.601	0.780	0.822	0.790	0.620	4.000
DB45	-0.049	0.125	0.377	0.720	1.006	1.023	0.799	4.000
DB123	1.389	1.356	1.190	0.862	0.472	0.172	-0.041	5.400
DB124	1.288	1.177	0.988	0.808	0.638	0.381	0.120	5.400
DB125	1.280	1.088	0.813	0.588	0.545	0.575	0.512	5.400
DB134	0.989	0.950	0.976	0.999	0.834	0.499	0.152	5.400
DB135	0.981	0.861	0.801	0.779	0.740	0.693	0.544	5.400
DB145	0.879	0.683	0.599	0.726	0.906	0.903	0.705	5.400
DB234	0.448	0.886	1.187	1.218	0.971	0.553	0.137	5.400
DB235	0.440	0.796	1.012	0.998	0.877	0.747	0.529	5.400
DB245	0.338	0.618	0.810	0.945	1.043	0.956	0.690	5.400
DB345	0.039	0.391	0.798	1.136	1.239	1.074	0.722	5.400
DB1234	1.143	1.214	1.206	1.080	0.809	0.446	0.103	6.000
DB1235	1.136	1.139	1.060	0.897	0.732	0.607	0.429	6.000
DB1245	1.051	0.991	0.891	0.852	0.870	0.782	0.563	6.000
DB1345	0.802	0.802	0.882	1.011	1.033	0.880	0.590	6.000
DB2345	0.352	0.748	1.058	1.194	1.147	0.925	0.577	6.000
DB12345	1.121	1.223	1.274	1.258	1.148	0.910	0.565	7.500

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DL1	0.512	0.319	0.144	0.042	0.000	-0.010	-0.008	1.000
DL2	0.206	0.286	0.268	0.165	0.075	0.018	-0.017	1.000
DL3	0.041	0.153	0.260	0.279	0.185	0.083	-0.002	1.000
DL4	-0.012	0.054	0.141	0.245	0.287	0.201	0.085	1.000
DL5	-0.015	0.005	0.044	0.118	0.228	0.318	0.302	1.000
DL12	0.718	0.606	0.412	0.207	0.075	0.008	-0.025	2.000
DL13	0.554	0.473	0.405	0.321	0.185	0.073	-0.010	2.000
DL14	0.500	0.373	0.286	0.287	0.287	0.191	0.077	2.000
DL15	0.497	0.325	0.188	0.160	0.228	0.308	0.294	2.000

DL23	0.247	0.439	0.528	0.444	0.260	0.101	-0.019	2.000
DL24	0.193	0.340	0.409	0.409	0.362	0.219	0.068	2.000
DL25	0.191	0.291	0.312	0.283	0.303	0.336	0.285	2.000
DL34	0.029	0.207	0.401	0.523	0.472	0.284	0.083	2.000
DL35	0.026	0.158	0.304	0.397	0.413	0.401	0.300	2.000
DL45	-0.027	0.059	0.185	0.363	0.515	0.519	0.387	2.000
DL123	0.683	0.683	0.605	0.437	0.234	0.082	-0.024	2.700
DL124	0.635	0.593	0.498	0.406	0.325	0.188	0.054	2.700
DL125	0.633	0.550	0.410	0.293	0.272	0.293	0.249	2.700
DL134	0.487	0.474	0.491	0.509	0.425	0.247	0.068	2.700
DL135	0.485	0.430	0.404	0.395	0.372	0.352	0.263	2.700
DL145	0.436	0.340	0.297	0.364	0.463	0.458	0.341	2.700
DL234	0.211	0.444	0.602	0.619	0.492	0.272	0.059	2.700
DL235	0.209	0.400	0.514	0.505	0.439	0.377	0.255	2.700
DL245	0.161	0.310	0.408	0.474	0.530	0.484	0.333	2.700
DL345	0.013	0.191	0.401	0.577	0.630	0.542	0.347	2.700
DL1234	0.560	0.609	0.610	0.548	0.410	0.219	0.043	3.000
DL1235	0.558	0.573	0.537	0.453	0.366	0.307	0.206	3.000
DL1245	0.518	0.498	0.448	0.427	0.442	0.395	0.271	3.000
DL1345	0.395	0.399	0.442	0.513	0.525	0.444	0.283	3.000
DL2345	0.165	0.374	0.535	0.605	0.581	0.465	0.276	3.000
DL12345	0.549	0.613	0.643	0.636	0.581	0.458	0.270	3.750

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	4775.6	5133.6	4759.4	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1628.7	1725.0	1691.4	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4257.3	3570.6	4159.6		
DL 활하중	4596.7	3831.2	4500.7		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4596.7	3831.2	4500.7		
합 계	19216.5	18905.3	19167.0		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	379.3	397.8	377.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	185.1	138.4	190.4	바닥판 합성단면	
DB 활하중	416.6	412.3	401.0		
DL 활하중	426.8	403.6	411.7		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	426.8	412.3	411.7		
합 계	1717.1	1674.3	1705.9		

8.3 반력종합

8.3.1 S2 시점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.458	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.111	
합성후	192.422	139.261	111.092	102.101	113.700	143.175	197.366	
ADD	1350.372	1337.306	1309.137	1300.145	1311.745	1341.219	1353.969	
DB1	1.579	5.643	15.223	51.283	113.109	195.064	267.240	
DB2	10.122	26.173	58.715	107.237	155.435	163.312	135.145	
DB3	26.032	66.593	113.902	151.908	142.448	97.140	51.029	
DB4	84.935	129.376	157.483	135.301	86.926	44.482	16.885	
DB5	193.363	184.998	138.239	80.147	36.509	12.771	5.197	
DB12	10.906	27.807	73.491	158.200	268.394	358.333	402.223	
DB13	24.878	67.867	128.463	202.769	255.391	292.104	317.943	
DB14	81.364	130.177	171.771	185.792	199.296	238.480	278.380	
DB15	189.695	185.744	152.536	130.568	148.713	206.517	265.405	
DB23	34.224	92.429	172.425	259.024	297.867	260.375	186.027	
DB24	87.216	154.130	215.351	241.866	241.746	206.652	146.187	
DB25	195.524	209.693	196.114	186.642	191.163	174.689	133.212	
DB34	110.573	195.827	271.348	286.915	228.784	140.681	62.610	
DB35	218.905	251.395	252.115	231.694	178.224	108.721	49.638	
DB45	278.297	314.373	295.720	215.425	123.433	57.251	22.081	
DB123	31.505	84.652	168.471	279.004	369.739	409.866	407.780	
DB124	75.622	139.544	206.703	263.393	319.202	361.417	371.677	
DB125	173.120	189.567	189.387	213.687	273.690	332.655	360.013	
DB134	96.680	177.101	257.125	303.930	307.556	302.042	296.449	
DB135	194.150	227.097	239.803	254.220	262.040	273.276	284.762	
DB145	246.818	283.502	278.973	239.048	211.559	225.060	249.278	
DB234	101.919	198.634	296.328	354.391	345.757	273.399	177.490	
DB235	199.412	248.634	279.009	304.684	300.244	244.637	165.826	
DB245	252.083	305.042	318.201	289.513	249.762	196.419	130.318	
DB345	273.110	342.570	368.595	330.045	238.113	137.043	55.091	
DB1234	82.548	166.239	257.696	333.422	372.833	374.040	348.011	
DB1235	163.801	207.914	243.264	291.987	334.908	350.060	338.263	
DB1245	207.675	254.893	275.907	279.324	292.838	309.877	308.699	
DB1345	225.212	286.180	317.909	313.114	283.124	260.415	246.009	
DB2345	229.589	304.134	350.604	355.175	314.973	236.530	146.874	
DB12345	227.218	304.846	361.340	393.248	399.660	382.716	346.949	
DL1	1.838	7.147	18.554	55.685	115.001	190.937	271.636	
DL2	12.632	28.736	58.578	103.110	148.686	158.740	142.745	
DL3	31.304	67.337	107.966	142.469	134.266	95.807	57.755	
DL4	92.800	126.151	149.686	127.186	83.994	46.499	21.378	

DL5	199.923	180.682	134.268	79.924	38.162	14.991	6.340	
DL12	13.398	32.235	76.510	158.393	263.490	349.652	414.171	
DL13	31.650	70.703	125.831	197.721	249.064	286.704	329.142	
DL14	89.010	128.530	166.959	181.789	197.876	235.855	286.359	
DL15	196.078	183.014	151.572	134.529	151.972	204.226	270.781	
DL23	43.534	95.986	166.524	245.556	282.952	254.534	200.462	
DL24	97.032	152.934	207.095	229.362	231.726	203.537	157.270	
DL25	204.145	207.430	191.719	182.110	185.860	171.916	141.698	
DL34	123.508	193.275	257.599	269.243	217.370	140.884	73.021	
DL35	230.576	247.759	242.213	221.983	171.465	109.255	57.443	
DL45	292.673	306.821	283.947	207.106	122.155	61.490	27.719	
DL123	39.863	89.522	165.989	270.748	357.989	400.892	424.685	
DL124	84.456	139.953	201.972	255.918	311.837	354.851	385.487	
DL125	180.827	188.987	188.140	213.396	270.563	326.397	371.508	
DL134	108.254	176.279	247.439	291.833	298.921	298.483	309.678	
DL135	204.622	225.309	233.603	249.274	257.642	270.054	295.662	
DL145	259.439	278.069	271.057	235.132	211.577	224.379	257.436	
DL234	115.528	198.215	283.557	334.664	329.408	269.425	193.542	
DL235	211.907	247.282	269.722	292.100	288.086	240.949	179.507	
DL245	266.679	300.034	307.173	277.960	242.058	195.281	141.288	
DL345	290.466	336.320	352.633	313.871	229.141	138.913	65.479	
DL1234	93.861	167.115	249.306	320.151	360.574	367.593	364.579	
DL1235	174.165	207.996	237.759	284.698	326.153	343.862	352.893	
DL1245	219.822	251.967	269.000	272.902	287.798	305.816	321.038	
DL1345	239.690	282.225	306.873	302.825	277.029	258.864	257.863	
DL2345	245.691	300.515	336.962	338.508	302.412	234.592	161.057	
DL12345	243.312	302.465	349.992	379.754	388.480	377.669	364.352	
ENV	292.673	342.570	368.595	393.248	399.660	409.866	424.685	
군 종	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1643.045	1679.876	1677.731	1693.394	1711.405	1751.085	1778.653	

8.3.2 S2 종점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.458	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.111	
합성후	191.492	139.979	111.180	102.485	112.410	143.628	197.941	
ADD	1349.442	1338.023	1309.224	1300.529	1310.454	1341.672	1354.544	
DB1	1.574	5.428	15.175	51.433	112.240	195.051	267.719	
DB2	10.077	25.891	58.646	107.365	154.811	163.700	135.434	
DB3	25.888	66.335	113.843	152.039	142.047	97.754	51.124	
DB4	84.589	129.350	157.491	135.458	86.674	45.086	16.893	
DB5	192.808	185.414	138.335	80.299	36.381	13.202	5.188	
DB12	10.863	27.314	73.372	158.476	266.902	358.705	402.987	
DB13	24.740	67.391	128.354	203.048	254.122	292.703	318.511	
DB14	81.032	129.921	171.728	186.094	198.186	239.077	278.852	
DB15	189.157	185.929	152.581	130.866	147.730	206.944	265.860	
DB23	34.037	91.883	172.297	259.282	296.843	261.379	186.409	
DB24	86.840	153.791	215.287	242.147	240.882	207.657	146.469	
DB25	194.941	209.795	196.138	186.918	190.425	175.523	133.477	
DB34	110.090	195.537	271.297	287.200	228.143	141.906	62.708	
DB35	218.214	251.545	252.152	231.975	177.709	109.775	49.718	
DB45	277.396	314.762	295.823	215.734	123.053	58.287	22.081	
DB123	31.339	83.970	168.310	279.370	368.036	410.754	408.552	
DB124	75.291	139.037	206.600	263.779	317.642	362.309	372.354	
DB125	172.603	189.456	189.363	214.069	272.244	333.394	360.674	
DB134	96.252	176.638	257.033	304.320	306.198	303.131	296.961	
DB135	193.536	227.030	239.791	254.606	260.796	274.212	285.257	
DB145	246.028	283.640	279.020	239.455	210.458	225.993	249.689	
DB234	101.451	198.097	296.218	354.762	344.619	274.856	177.830	
DB235	198.758	248.493	278.978	305.050	299.219	245.941	166.150	
DB245	251.252	305.105	318.230	289.901	248.881	197.720	130.558	
DB345	272.183	342.677	368.635	330.436	237.434	138.541	55.165	
DB1234	82.164	165.622	257.566	333.842	371.232	375.244	348.648	
DB1235	163.262	207.628	243.200	292.404	333.403	351.136	338.886	
DB1245	206.989	254.777	275.893	279.758	291.453	310.950	309.252	
DB1345	224.446	286.101	317.905	313.551	281.906	261.653	246.423	
DB2345	228.790	303.992	350.584	355.596	313.939	238.075	147.146	
DB12345	226.424	304.536	361.282	393.780	397.974	384.250	347.574	
DL1	1.834	6.877	18.500	55.889	113.795	190.777	272.574	
DL2	12.592	28.376	58.475	103.272	147.763	159.258	143.202	
DL3	31.156	67.009	107.851	142.656	133.692	96.657	57.849	
DL4	92.304	126.170	149.684	127.446	83.647	47.303	21.359	
DL5	198.911	181.413	134.419	80.146	37.988	15.550	6.319	

DL12	13.366	31.604	76.346	158.759	261.362	350.003	415.559	
DL13	31.511	70.102	125.657	198.111	247.285	287.387	330.167	
DL14	88.548	128.248	166.896	182.248	196.339	236.511	287.248	
DL15	195.101	183.444	151.663	134.951	150.609	204.639	271.665	
DL23	43.346	95.297	166.305	245.906	281.456	255.903	201.011	
DL24	96.535	152.542	206.989	229.779	230.470	204.883	157.677	
DL25	203.134	207.751	191.766	182.490	184.779	173.018	142.101	
DL34	122.874	192.958	257.483	269.687	216.463	142.553	73.077	
DL35	229.427	248.154	242.250	222.389	170.734	110.681	57.495	
DL45	291.165	307.571	284.096	207.589	121.634	62.852	27.678	
DL123	39.702	88.657	165.738	271.246	355.558	401.973	426.018	
DL124	84.030	139.338	201.823	256.476	309.622	355.915	386.687	
DL125	179.937	189.013	188.129	213.920	268.505	327.243	372.704	
DL134	107.705	175.731	247.280	292.415	297.021	299.839	310.562	
DL135	203.609	225.401	233.582	249.823	255.899	271.190	296.542	
DL145	258.123	278.465	271.137	235.742	210.051	225.488	258.198	
DL234	114.948	197.568	283.359	335.209	327.761	271.401	193.992	
DL235	210.863	247.275	269.661	292.611	286.596	242.706	179.955	
DL245	265.332	300.331	307.214	278.533	240.786	197.011	141.617	
DL345	288.995	336.684	352.664	314.468	228.183	140.934	65.492	
DL1234	93.395	166.357	249.095	320.757	358.298	369.117	365.649	
DL1235	173.313	207.771	237.664	285.276	324.007	345.203	353.960	
DL1245	218.717	251.996	268.989	273.532	285.834	307.135	322.007	
DL1345	238.482	282.310	306.854	303.475	275.327	260.426	258.568	
DL2345	244.457	300.517	336.910	339.126	300.921	236.671	161.402	
DL12345	242.096	302.248	349.895	380.524	386.085	379.625	365.391	
ENV	291.165	342.677	368.635	393.780	397.974	410.754	426.018	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1640.607	1680.700	1677.859	1694.309	1708.429	1752.426	1780.562	

8.3.3 S1 시점측(단위:kN_좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.458	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.111	
합성후	192.422	139.261	111.092	102.101	113.700	143.175	197.366	
ADD	1350.372	1337.306	1309.137	1300.145	1311.745	1341.219	1353.969	
DB1	275.890	194.978	109.781	48.368	13.167	4.846	1.266	
DB2	141.727	166.585	153.711	104.053	56.017	24.056	9.462	
DB3	54.635	101.150	144.791	150.640	110.731	63.142	23.797	
DB4	17.751	47.241	89.976	137.853	156.721	125.209	80.079	
DB5	5.725	14.488	38.909	83.278	141.050	183.146	185.592	
DB12	417.434	361.538	263.329	152.107	68.651	24.373	9.834	
DB13	330.292	296.084	254.402	198.637	123.288	63.337	23.493	
DB14	288.511	241.283	199.077	185.458	168.918	124.726	76.452	
DB15	274.412	208.170	147.786	130.782	153.261	182.636	181.846	
DB23	196.312	267.717	298.498	254.660	166.675	87.102	32.588	
DB24	154.241	212.810	243.126	241.282	211.875	147.806	81.686	
DB25	140.165	179.700	191.836	186.604	196.196	205.713	187.078	
DB34	67.687	147.593	234.254	288.254	267.422	188.223	103.533	
DB35	53.608	114.460	182.961	233.573	251.740	246.126	208.902	
DB45	23.479	61.732	128.907	221.133	297.772	308.355	265.669	
DB123	424.833	416.411	367.312	272.434	161.387	78.652	29.661	
DB124	386.704	366.905	317.457	260.231	201.707	132.723	70.584	
DB125	374.040	337.101	271.306	211.012	187.603	184.818	165.422	
DB134	308.827	308.211	309.480	302.500	251.692	169.103	90.229	
DB135	296.137	278.400	263.304	253.278	237.586	221.197	185.067	
DB145	258.732	229.151	213.535	241.560	278.952	276.938	235.410	
DB234	187.987	282.589	349.127	352.726	290.334	189.862	94.944	
DB235	175.320	252.764	302.976	303.530	276.234	241.982	189.787	
DB245	137.889	203.508	253.181	291.808	317.596	297.699	240.126	
DB345	60.011	144.814	245.204	334.076	367.580	334.079	259.770	
DB1234	363.234	381.625	373.145	329.839	251.131	157.977	76.672	
DB1235	352.675	356.786	334.671	288.828	239.372	201.379	155.705	
DB1245	321.493	315.743	293.192	279.070	273.843	247.831	197.643	
DB1345	256.593	266.826	286.543	314.273	315.508	278.154	214.030	
DB2345	155.882	245.458	319.566	356.147	347.712	295.455	217.942	
DB12345	362.474	391.605	401.784	392.034	356.886	295.198	215.498	
DL1	280.712	190.631	112.119	53.266	16.724	6.145	1.453	
DL2	149.505	161.949	147.006	100.370	56.155	26.512	11.808	
DL3	61.613	99.790	136.472	141.241	105.276	64.089	29.647	
DL4	22.490	49.312	86.700	129.488	148.882	122.187	87.753	

DL5	7.008	16.861	40.394	82.627	136.818	179.005	191.982	
DL12	429.974	352.540	258.894	153.173	72.083	28.522	12.048	
DL13	342.071	290.342	248.353	194.038	121.203	66.098	29.887	
DL14	297.017	238.503	197.754	181.670	164.236	123.152	83.837	
DL15	280.263	205.763	151.267	134.728	152.168	179.964	187.956	
DL23	211.159	261.748	283.484	241.614	161.431	90.601	41.455	
DL24	165.647	209.714	232.832	228.955	203.824	146.690	91.279	
DL25	148.938	176.983	186.348	182.009	191.742	203.451	195.341	
DL34	78.473	147.773	222.360	270.298	253.997	185.866	116.131	
DL35	61.719	115.032	175.872	223.353	241.922	242.668	220.204	
DL45	29.498	66.170	127.090	212.110	285.662	301.183	279.724	
DL123	442.441	407.096	355.833	264.968	159.618	83.340	37.522	
DL124	401.219	360.180	310.241	253.353	197.313	133.072	79.095	
DL125	386.137	330.694	268.353	211.113	186.445	184.186	172.766	
DL134	322.704	304.413	300.785	290.558	242.452	168.350	101.445	
DL135	307.640	274.973	258.942	248.330	231.598	219.477	195.161	
DL145	267.474	228.399	213.437	237.447	270.879	271.749	247.645	
DL234	204.502	278.536	332.367	333.128	278.078	189.518	108.134	
DL235	189.427	249.057	290.518	290.893	267.215	240.634	201.804	
DL245	149.273	202.525	245.021	280.019	306.536	292.884	254.329	
DL345	70.764	146.762	235.599	317.223	351.642	328.157	276.672	
DL1234	380.493	374.937	360.886	317.031	243.313	158.838	87.586	
DL1235	367.925	350.378	326.006	281.808	234.243	201.404	165.662	
DL1245	334.443	311.617	288.058	272.759	266.987	244.981	209.392	
DL1345	269.051	265.172	280.239	303.776	304.600	274.352	228.014	
DL2345	170.551	243.575	306.540	339.230	334.297	291.987	233.602	
DL12345	380.608	386.405	390.403	378.649	345.870	292.903	231.080	
ENV	442.441	416.411	401.784	392.034	367.580	334.079	279.724	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1792.814	1753.717	1710.921	1692.179	1679.324	1675.298	1633.693	

8.3.4 S1 종점측(단위:kN_좌측편재하)

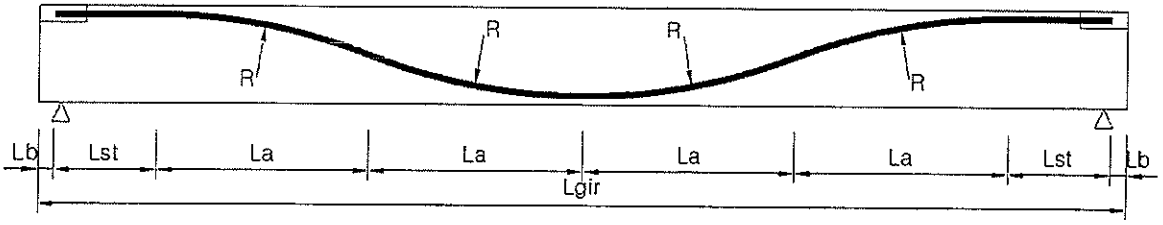
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	407.458	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.111	
합성후	191.492	139.979	111.180	102.485	112.410	143.628	197.941	
ADD	1349.442	1338.023	1309.224	1300.529	1310.454	1341.672	1354.544	
DB1	275.249	195.730	109.919	48.504	13.100	5.144	1.264	
DB2	141.250	166.789	153.771	104.212	55.836	24.574	9.457	
DB3	54.386	100.999	144.765	150.785	110.429	63.779	23.825	
DB4	17.657	46.959	89.907	137.979	156.235	125.755	80.249	
DB5	5.704	14.227	38.846	83.412	140.321	183.380	185.964	
DB12	416.321	362.499	263.528	152.400	68.414	25.183	9.820	
DB13	329.407	296.689	254.515	198.916	122.931	64.267	23.513	
DB14	287.791	241.737	199.146	185.716	168.383	125.574	76.605	
DB15	273.767	208.638	147.860	131.048	152.483	183.173	182.198	
DB23	195.587	267.770	298.532	254.964	166.194	88.257	32.611	
DB24	153.685	212.709	243.116	241.563	211.225	148.883	81.838	
DB25	139.685	179.612	191.831	186.894	195.303	206.480	187.429	
DB34	67.350	147.144	234.158	288.524	266.635	189.409	103.727	
DB35	53.345	114.025	182.870	233.852	250.709	247.002	209.295	
DB45	23.363	61.189	128.775	221.394	296.558	309.136	266.212	
DB123	423.608	417.139	367.468	272.829	160.904	79.955	29.673	
DB124	385.635	367.491	317.573	260.604	201.078	133.960	70.709	
DB125	373.040	337.699	271.426	211.393	186.756	185.776	165.726	
DB134	307.954	308.484	309.519	302.863	250.939	170.439	90.392	
DB135	295.333	278.686	263.347	253.648	236.615	222.254	185.409	
DB145	258.072	229.304	213.538	241.913	277.814	277.917	235.875	
DB234	187.263	282.363	349.094	353.111	289.478	191.404	95.106	
DB235	174.663	252.550	302.948	303.922	275.159	243.245	190.129	
DB245	137.377	203.161	253.113	292.181	316.354	298.884	240.590	
DB345	59.696	144.154	245.059	334.440	366.215	335.362	260.273	
DB1234	362.156	382.000	373.222	330.259	250.380	159.486	76.798	
DB1235	351.655	357.172	334.751	289.254	238.440	202.655	155.980	
DB1245	320.592	316.017	293.240	279.481	272.772	249.042	198.021	
DB1345	255.856	266.840	286.526	314.676	314.334	279.447	214.440	
DB2345	155.269	245.056	319.491	356.568	346.452	296.920	218.351	
DB12345	361.387	391.767	401.812	392.554	355.588	296.886	215.897	
DL1	279.387	191.901	112.312	53.444	16.629	6.522	1.447	
DL2	148.718	162.339	147.100	100.622	55.908	27.189	11.784	
DL3	61.295	99.621	136.406	141.475	104.856	64.951	29.643	
DL4	22.398	48.955	86.582	129.652	148.168	122.949	87.976	
DL5	6.993	16.524	40.307	82.805	135.757	179.267	192.633	

DL12	427.868	354.205	259.182	153.598	71.760	29.569	12.010	
DL13	340.434	291.448	248.481	194.447	120.706	67.331	29.869	
DL14	295.633	239.388	197.829	182.005	163.454	124.301	84.026	
DL15	278.961	206.661	151.373	135.077	151.039	180.614	188.572	
DL23	210.054	261.969	283.513	242.100	160.764	92.140	41.428	
DL24	164.801	209.707	232.809	229.365	202.882	148.155	91.445	
DL25	148.174	176.990	186.356	182.433	190.454	204.417	195.934	
DL34	78.084	147.216	222.176	270.695	252.864	187.499	116.339	
DL35	61.412	114.489	175.719	223.763	240.443	243.801	220.839	
DL45	29.390	65.477	126.885	212.452	283.887	302.208	280.598	
DL123	440.259	408.443	356.033	265.562	158.949	85.059	37.485	
DL124	399.276	361.318	310.394	253.877	196.404	134.734	79.223	
DL125	384.268	331.844	268.534	211.650	185.225	185.398	173.277	
DL134	321.172	305.056	300.793	291.069	241.372	170.162	101.610	
DL135	306.182	275.628	258.979	248.855	230.205	220.840	195.710	
DL145	266.237	228.860	213.426	237.908	269.220	273.025	248.393	
DL234	203.456	278.378	332.287	333.707	276.854	191.614	108.278	
DL235	188.455	248.910	290.465	291.486	265.678	242.281	202.333	
DL245	148.521	202.183	244.922	280.547	304.734	294.445	255.056	
DL345	70.424	145.925	235.355	317.739	349.667	329.868	277.436	
DL1234	378.637	375.757	360.964	317.643	242.242	160.871	87.688	
DL1235	366.130	351.208	326.107	282.431	232.912	203.062	166.083	
DL1245	332.832	312.285	288.120	273.328	265.434	246.568	209.979	
DL1345	267.782	265.428	280.181	304.335	302.904	276.063	228.632	
DL2345	169.687	243.163	306.408	339.846	332.480	293.936	234.203	
DL12345	378.759	386.946	390.416	379.394	344.003	295.137	231.662	
ENV	440.259	417.139	401.812	392.554	366.215	335.362	280.598	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1789.701	1755.163	1711.037	1693.083	1676.669	1677.034	1635.142	

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

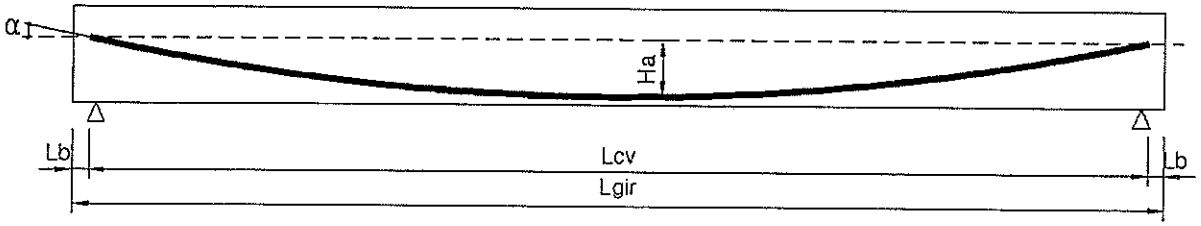
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 273780 N

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

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

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 242645 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)

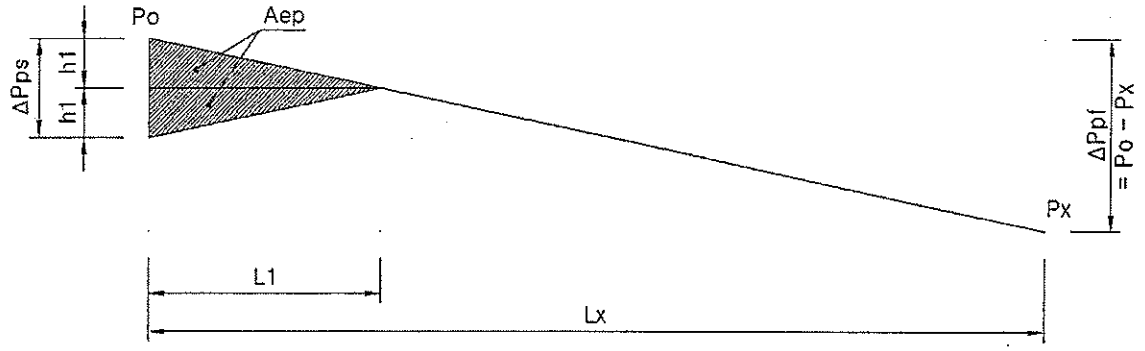
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	442164
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	415231
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	388002
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	360562

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 = $\Delta \ell \cdot Ap \cdot Ep$

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	4939	1508400	17.476	172624	0
C2	24.565	4939	1508400	17.476	172624	0
T1	24.724	11073	1165080	10.257	227167	0
T2	24.636	17948	2496600	11.794	423357	0
T3	24.599	16880	2496600	12.162	410571	0
T4	24.576	15788	2496600	12.575	397072	0
T5	24.565	14678	2496600	13.042	382853	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
- $Pr = Po - \Delta Ppf - \Delta Pps$
- 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	3060000	-442164	0	2617836	-1.002517	4
T3	3060000	-415231	0	2644769	-1.002517	1
T4	3060000	-388002	0	2671998	-1.002517	2
T5	3060000	-360562	0	2699438	-1.002517	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	5.649	17.066	-2.350	14.716	101.246	210.642
T4	5.708	11.358	-2.350	9.008	61.978	128.945
T5	5.766	5.592	-2.350	3.242	22.307	46.411
T2	5.592	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-33.633
Σ	22.715	34.016	-9.399	24.617	169.365	352.365

Δfpe의 평균치 : 42.341 MPa

ΔPpe의 평균치 : 88.091 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	-680000	121322	0	0	-558678	1.34748	-752809
C2	-680000	121322	0	0	-558678	1.34748	-752809
PS강봉 소계(압축)					-1117355	1.34748	-1505618
T1	1360000	-273780	0	0	1086220	-1.01252	-1099816
T2	3060000	-442164	0	33633	2651469	-1.00252	-2658141
T3	3060000	-415231	0	-210642	2434127	-1.00252	-2440252
T4	3060000	-388002	0	-128945	2543053	-1.00252	-2549453
T5	3060000	-360562	0	-46411	2653027	-1.00252	-2659704
PS강연선 소계(인장)					11367896	-1.00383	-11407366

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	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			4775.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1628.70	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4596.70	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4775.60}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			7.461	-5.404	44.299	-31.016	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1628.70}{1.92536} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fal	MPa	0.919	0.736	0.818	-1.382	4.610	-8.265	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4596.7 + 0}{1.92536} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fll	MPa	2.593	2.077	2.308	-3.899	13.012	-23.327	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6287} + n \cdot \frac{510.5}{1.9254} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fsh	MPa	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.100	3.935	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.07 = 143.773$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.93 + -9.41 = 15.52$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.79 + -1.28 = -6.07$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \quad -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4776}{0.96511} \quad -0.968 = -4.791 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1629}{1.92536} \quad -1.509 = -1.277 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -143.773 \times 0.0093 = -1336.068$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1336.068}{1.6287} + n \cdot \frac{2016.421}{1.9254} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fcr	MPa	0.399	0.173	0.192	-2.531	0.397	15.544	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 444.45\ + 44.30\ +\ 4.61\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.801\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.801 \times 0.0025 = -37.209\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.209}{1.6287} + n \cdot \frac{-31.324}{1.9254} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	

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	281.986	0.000	36.400	143.773	6.252
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	143.773	9.498
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	143.773	22.145
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	143.773	19.135
T5	0.002081	173.3054	-22.307	36.400	143.773	16.091
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	718.865	73.121
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	143.773	14.624

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.624 \times 0.0093 = -135.90\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-135.90}{1.6287} + n \cdot \frac{205.10}{1.9254} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
frgs	MPa	0.041	0.018	0.020	-0.257	0.040	1.581	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 9.6511E+11 / 27804.0636 \times 2598220800 = 412.691$

$B = 1 + m = 1 + 412.691 = 413.691$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 412.691 \times 0.12 = -48.015$ m

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

$= 2.274 + 0.888 + 412.691 \times 0.005 + 412.691 \times 0.014$

$= 11.085$

$P = (1383.68 + 1163.342) / 2 \times (138.7 \times 67)$

$= 11834610$ 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)

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

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

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

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

$= -1588978.833$ N

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

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

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

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

$= -189644.473$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 112684.799$ N

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

$= 13078.771$ 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

$= 2.888$ MPa

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

$= 2.983$ MPa

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

$= -5.501$ MPa

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

$= 1.465$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.188$ MPa

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

$= -0.229$ MPa

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

$= 0.390$ MPa

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

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	2.888	2.983	-5.501	1.465	-5.045	1.298	
fsh2	MPa	-0.188	-0.229	0.390	-0.103	0.357	-0.092	
f2	MPa	2.700	2.755	-5.111	1.361	-4.688	1.207	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2-G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			5133.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1725.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3831.20	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5133.60}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			8.020	-5.809	47.620	-33.342	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1725.00}{1.93909} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fal	MPa	0.960	0.768	0.853	-1.460	4.804	-8.736	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3831.2 + 0}{1.93909} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fll	MPa	2.132	1.705	1.895	-3.242	10.669	-19.403	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6404} + n \cdot \frac{510.5}{1.9391} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fsh	MPa	0.099	0.042	0.046	-0.638	0.087	3.921	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.49 = 140.798$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25 + -9.41 = 15.52$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.15 + -1.34 = -6.49$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \quad -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5134}{0.96511} \quad -0.968 = -5.150 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1725}{1.93909} \quad -1.509 = -1.343 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -140.798 \times 0.0093 = -1308.418$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1308.418}{1.6404} + n \cdot \frac{1974.691}{1.9391} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
fcr	MPa	0.381	0.161	0.179	-2.469	0.335	15.165	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$= (\ 444.45\ + 47.62\ + 4.80\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.906\ Mpa$

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.906 \times 0.0025 = -37.474\ kN$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.474}{1.6404} + n \cdot \frac{-31.547}{1.9391} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.012	

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	281.986	0.000	36.400	140.798	6.401
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	140.798	9.647
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	140.798	22.294
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	140.798	19.283
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	140.798	16.239
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	703.988	73.864
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	140.798	14.773

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.773 \times 0.0093 = -137.28\ kN$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-137.28}{1.6404} + n \cdot \frac{207.19}{1.9391} \cdot y$$

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	1.199	0.959	0.959	-1.641	0.834	-1.517	
frgs	MPa	0.040	0.017	0.019	-0.259	0.035	1.591	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00259096 = 413.847$

$B = 1 + m = 1 + 413.847 = 414.847$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 413.847 \times 0.12 = -48.154\ m$

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

$= 2.274 + 0.888 + 413.847 \times 0.005 + 413.847 \times 0.014$

$= 11.107$

$P = (1383.68 + 1166.53925) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11849466\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1669873.834\ N$

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

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

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

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

$= -199703.172\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 112571.110\ N$

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

$= 13066.810\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 3.062$ MPa

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

$= 3.125$ MPa

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

$= -5.782$ MPa

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

$= 1.540$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.188$ MPa

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

$= -0.229$ MPa

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

$= 0.389$ MPa

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

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	3.062	3.125	-5.782	1.540	-5.302	1.365	
fsh2	MPa	-0.188	-0.229	0.389	-0.103	0.357	-0.092	
f2	MPa	2.874	2.896	-5.392	1.436	-4.945	1.273	

10.3 G7거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1117	1.347	-1505.62	
	강선	gs	11368	-1.004	-11407.37	
합성전 고정하중		bl			4759.40	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1691.40	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4500.70	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1117}{0.002514} = 444.453 \ MPa$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11368}{0.0092929} = -1223.288 \ MPa$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4759.40}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			7.436	-5.386	44.149	-30.911	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1691.40}{1.92356} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fal	MPa	0.956	0.766	0.851	-1.435	4.798	-8.586	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4500.7 + 0}{1.92356} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fll	MPa	2.543	2.038	2.265	-3.819	12.767	-22.846	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6272} + n \cdot \frac{510.5}{1.9236} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fsh	MPa	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.102	3.937	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.52 - 7 \times 6.10 = 143.534$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.93 + -9.41 = 15.52$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.77 + -1.33 = -6.10$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12913}{0.87631} -1.004 = 24.931 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4759}{0.96511} -0.968 = -4.775 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1691}{1.92356} -1.509 = -1.327 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -143.534 \times 0.0093 = -1333.848$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1333.848}{1.6272} + n \cdot \frac{2013.070}{1.9236} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
fcr	MPa	0.400	0.174	0.193	-2.528	0.403	15.525	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$= (\ 444.45\ + 44.15\ + 4.80\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.802\ Mpa$

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.802 \times 0.0025 = -37.212\ kN$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.212}{1.6272} + n \cdot \frac{-31.326}{1.9236} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	

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	281.986	0.000	36.400	143.534	6.264
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	143.534	9.510
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	143.534	22.157
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	143.534	19.146
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	143.534	16.103
Σ	0.009293	1053.896	-169.365	182.000	717.670	73.180
avg	0.001859	210.779	-33.873	36.400	143.534	14.636

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.636 \times 0.0093 = -136.01\ kN$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-136.01}{1.6272} + n \cdot \frac{205.27}{1.9236} \cdot y$$

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	1.208	0.968	0.968	-1.632	0.843	-1.508	
frgs	MPa	0.041	0.018	0.020	-0.258	0.041	1.583	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00259096 = 413.847$

$B = 1 + m = 1 + 413.847 = 414.847$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 413.847 \times 0.12 = -48.154\ m$

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

$= 2.274 + 0.888 + 413.847 \times 0.005 + 413.847 \times 0.014$

$= 11.107$

$P = (1383.68 + 1163.59875) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11835803\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1583531.289\ N$

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

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

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

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

$= -188982.715\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 112571.110\ N$

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

$= 13066.810\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.885$ MPa

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

$= 2.982$ MPa

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

$= -5.482$ MPa

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

$= 1.460$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.188$ MPa

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

$= -0.229$ MPa

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

$= 0.389$ MPa

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

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	2.885	2.982	-5.482	1.460	-5.028	1.294	
fsh2	MPa	-0.188	-0.229	0.389	-0.103	0.357	-0.092	
f2	MPa	2.697	2.753	-5.093	1.356	-4.671	1.202	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

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			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	
계				2.246	16.184	444.453	-1223.288	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.461	-5.404	44.299	-31.016	
4	fal	0.919	0.736	0.818	-1.382	4.610	-8.265	
5	fll	2.593	2.077	2.308	-3.899	13.012	-23.327	
6	fsh	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.100	3.935	
7	fcr	0.399	0.173	0.192	-2.531	0.397	15.544	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	
9	frgs	0.041	0.018	0.020	-0.257	0.040	1.581	
10	f2	2.700	2.755	-5.111	1.361	-4.688	1.207	
계		6.715	5.768	7.944	3.435	501.988	-1263.619	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	±2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	±0.0021
fps	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	±1275.187
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.000
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.2 G2~G6거더 응력산출

1) G2~G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.843

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			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	
계				2.246	16.184	444.453	-1223.288	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.020	-5.809	47.620	-33.342	
4	fal	0.960	0.768	0.853	-1.460	4.804	-8.736	
5	fll	2.132	1.705	1.895	-3.242	10.669	-19.403	
6	fsh	0.099	0.042	0.046	-0.638	0.087	3.921	
7	fcr	0.381	0.161	0.179	-2.469	0.335	15.165	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.012	
9	frgs	0.040	0.017	0.019	-0.259	0.035	1.591	
10	f2	2.874	2.896	-5.392	1.436	-4.945	1.273	
계		6.448	5.555	7.828	3.747	502.822	-1262.808	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
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 G7거더 응력산출

1) G7거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

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			-11.558	26.754	444.453	-1223.288	
계				2.246	16.184	444.453	-1223.288	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.436	-5.386	44.149	-30.911	
4	fal	0.956	0.766	0.851	-1.435	4.798	-8.586	
5	fll	2.543	2.038	2.265	-3.819	12.767	-22.846	
6	fsh	0.101	0.044	0.049	-0.641	0.102	3.937	
7	fcr	0.400	0.174	0.193	-2.528	0.403	15.525	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.011	
9	frgs	0.041	0.018	0.020	-0.258	0.041	1.583	
10	f2	2.697	2.753	-5.093	1.356	-4.671	1.202	
계		6.700	5.758	7.928	3.477	501.806	-1263.372	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-558.678	-558.678	1086.220	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-444.453	-444.453	1118.777	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
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	4775.60	30891	0.9651	40.06
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9254	7.26
프리스트레스 도입직후	-12912.98	30891	0.8763	-119.30
프리스트레스 손실	2240.46	30891	1.9254	9.42
활하중	4596.70	30891	1.9254	19.33

(2) G2~G6 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	5133.60	30891	0.9651	43.07
합성후 고정하중	1725.00	30891	1.9391	7.50
프리스트레스 도입직후	-12912.98	30891	0.8763	-119.30
프리스트레스 손실	2240.46	30891	1.9254	9.42
활하중	3831.20	30891	1.9254	16.11

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 + -119.30) = -35.81 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

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

= 1.134 × (75.90 + 40.06 + 7.26 + -109.88)

= 15.13 mm

(4) G2~G6 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

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

= 0.825 × (75.90 + -119.30) = -35.81 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

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

= 1.134 × (75.90 + 43.07 + 7.50 + -109.88)

= 18.81 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G6 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-43.40	-43.40	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-79.21	-79.21	
바닥판 타설 후	-39.14	-36.14	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-7.32	-0.41	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{ps}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	19.33	16.11	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

δv = 19.33 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G6 거더

δv = 16.11 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 28888645.0 N · m

2) 단면 제원

b = 2560.0 mm (압축 플랜지의 폭)

dp = 2716.0 mm

Ap1 = 0.0092929 m^2 = 9292.9 mm^2 (강연선 총면적)

Ap2 = 0.002514 m^2 = 2514 mm^2 (강봉 총면적)

Fck = 27 MPa (슬래브 콘크리트 강도)

Fck = 40 MPa (빔 콘크리트 강도)

Fput = 1900 MPa (극한인장강도)

Fpyt = 1600 MPa (항복강도)

Fpuc = 1050 MPa (극한인장강도)

Fpyc = 950 MPa (항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001337

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

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

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1841.6 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 291.3 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 291.3 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.091

qp (=0.091) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 54949.50 kN · m

Φ · Mn (=54949.496) > Mu (=28888.645) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -33260.450 kN · m

fpe = 22.494 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

1.2 · Mcr (=-33260.45) < Φ · Mn (=54949.496) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G7 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	725.88	5.54
합성전	379.25	1.52
합성후	185.13	7.74
활하중	426.84	23.81

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2595.0 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) = 11724.5 kN·m

fpe = 22.494 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 63.23 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 × VI = 1651.40 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 307468.49 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 307468.49 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10237852 N = 10237.85 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9832224 / 1010953 = 9.726 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8714869 × 0.2675 = 2330806.01 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10237.9 kN

3) øVc = 0.80 × 10237.9 = 8190.3 kN

1/2 øVc = 4,095.141 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G7 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	370.98	204.79
합성후	179.82	92.62
활하중	418.91	219.28

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2521.2 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 11724.5 kN · m

fpe = 22.494 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 858.09 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 = 1616.70 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 22917.26 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 22917.26 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4307567.57 N = 4307.57 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9832224 / 1010953 = 9.726 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8714869 × 0.2675 = 2330806.01 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4307.6 kN

3) øVc = 0.80 × 4307.6 = 3446.1 kN

1/2 øVc = 1,723.027 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

Avail = 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 G7 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	236.35	2922.60
합성후	93.33	1315.00
활하중	305.45	2866.20

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1609.7 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) = 11724.5 kN · m

fpe = 22.494 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 11671.21 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 × Vl = 1085.30 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1625.23 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 1625.23 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = $(0.29 \times \sqrt{fck} + 0.3 \times fpc) \times bw \times d + V$ = 4307567.57 N = 4307.57 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9832224 / 1010953 = 9.726 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8714869 × 0.2675 = 2330806.01 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1625.2 kN

3) øVc = 0.80 × 1625.2 = 1300.2 kN

1/2 øVc = 650.093 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

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

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

= (1609.7 - 1300.2) × 400

/ (0.80 × 300 × 2080.00)

= 248.05 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 248.05 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.079$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.512 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 742400$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.079 \times 742400 = 58649.6$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58649.6 / (2.56 \times 0.80)$

$= 0.057$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.204$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6144 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 890880$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.204 \times 890880 = 181739.52$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 181739.52 / (2.56 \times 0.80)$

$= 0.177$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 1290.3 \times 1000 / (0.800 \times 2.272) = 0.710$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

$dp = 2.840 - 0.700 = 2.140$ m $\leq 0.8 \times 2.8 = 2.272$ m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 426.8 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.235 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 0.710 + 2.15 x 0.235

= 1.428 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(0.710 + 0.235 + 0.057)

= 1.303 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.057 + 0.177)

= 0.304 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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

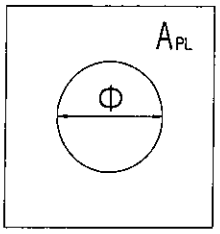
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

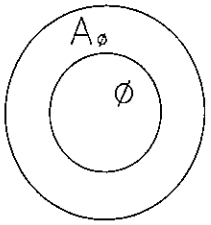
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m^2)$	$A\Phi(m^2)$	$\Phi(m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,060,000	2,651,469	2,229,247
T3	3,060,000	2,434,127	2,046,515
T4	3,060,000	2,543,053	2,138,096
T5	3,060,000	2,653,027	2,230,558

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \quad \leq \quad 1.1 \times fci$$

- 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	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/15연선	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	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T3	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T4	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T5	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	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	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/15연선	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	15.2/15연선	2,651,469	0.107	24.8	33.9	O.K
T3	15.2/15연선	2,434,127	0.107	22.7	33.9	O.K
T4	15.2/15연선	2,543,053	0.107	23.7	33.9	O.K
T5	15.2/15연선	2,653,027	0.107	24.8	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) = 12240000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 12240000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 12240000 × sin 0.13771

= 2861184.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2861184.69 / (0.8 × 300.0) = 14305.9 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 × 2861184.690 = 57223.694 N

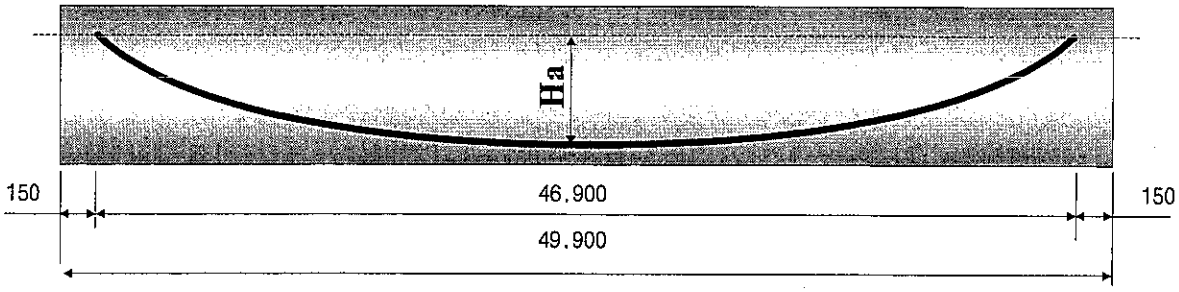
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 57223.694 / 180 = 317.909 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	0.0020805	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0020805	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0020805	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0020805	200000	0.125	49.131	0.01018

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

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

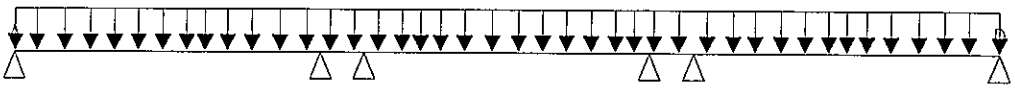
강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	5	-680.00	-558.68	49.130	-121.035
C2	5	-680.00	-558.68	49.130	-121.035
T1	5	1360.00	1086.22	49.449	311.470
T2	4	3060.00	2651.47	49.273	338.165
T3	1	3060.00	2434.13	49.199	324.806
T4	2	3060.00	2543.05	49.151	330.926
T5	3	3060.00	2653.03	49.131	337.282

4.6 3경간 연속부 검토

1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 흡수
2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간
본 계산에서는 2차 고정하중 및 활하중에 의해 발생하는 부모멘트에 대하여 설계한다.

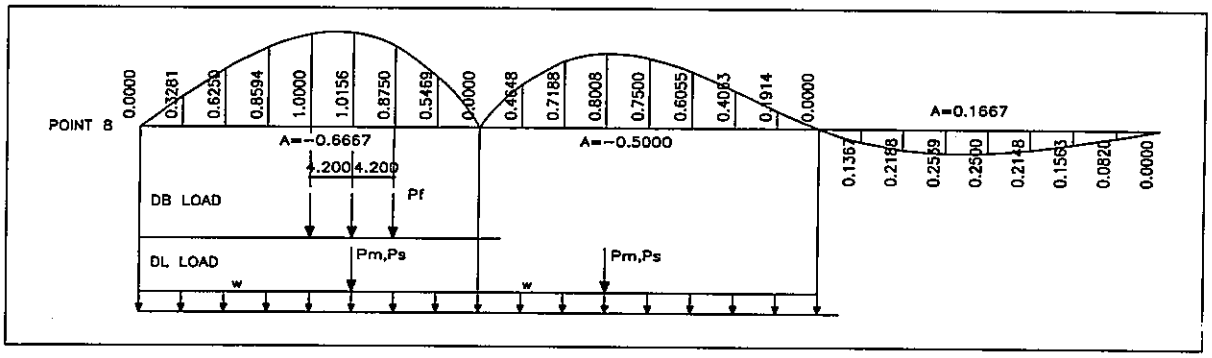
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (3 @ 50.000m = 150.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)
- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

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

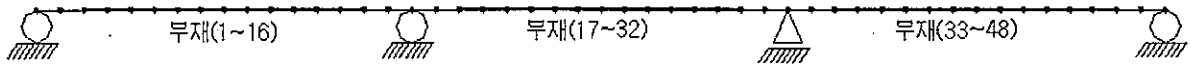
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비 고
방호벽	0.349	1	25.000	8.725	
중분대	0.421	1	25.000	10.525	
포 장	0.837	1	23.500	19.675	
방음판		0		0.000	
합 계				38.925	

$$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$$
$$= (0.667 + 0.500 - 0.167) \times 0.1 \times 38.925 \times 2500.000$$
$$= 9731.344 \quad kN \cdot m$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

1) 모델링



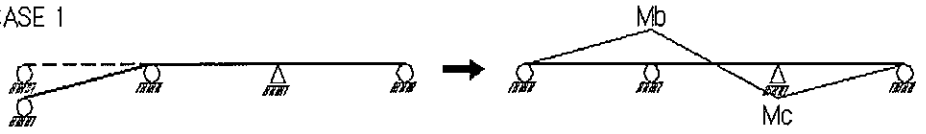
2) 단면성질

중앙부 합성단면	A(m^2)	I(m^4)
단면성질	1.6404	1.9391

3) 지점침하 하중(가정침하량 : 10mm)

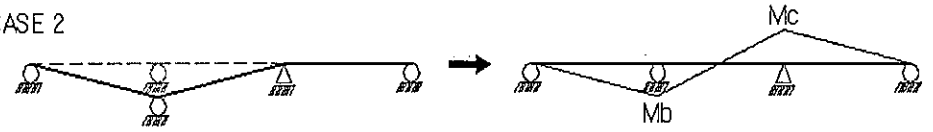
지점침하 CASE　　CASE별 B.M.D

CASE 1



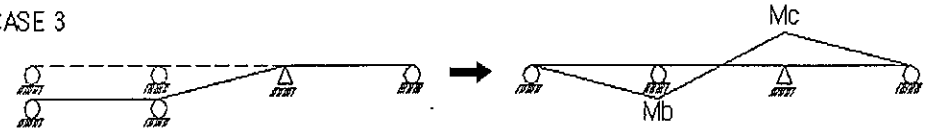
Mb = 308.040 kN · m
Mc = 77.010 kN · m

CASE 2



Mb = 693.080 kN · m
Mc = 462.050 kN · m

CASE 3



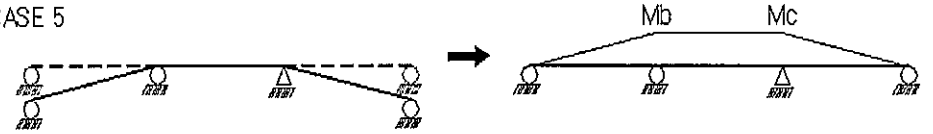
Mb = 385.050 kN · m
Mc = 385.050 kN · m

CASE 4



Mb = 770.090 kN · m
Mc = 770.090 kN · m

CASE 5



Mb = 231.030 kN · m
Mc = 231.030 kN · m

∴ Md_max = 770.090 × 7 ea = 5390.63 kN · m

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.167 × 5 차선 = 1120.320 kN

② Pf = 48.0 × 1.167 × 5 차선 = 280.080 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(1.016 - 0.875) / 6.250 } × -2.05 = 0.829

Pr = 1.0156

Pr = 1.000 + {(1.016 - 1.000) / 6.250 } × -2.05 = 0.995

ML = { 1120.320 × (1.0156 + 0.995)} × 0.1 × 50.000 +
(280.080 × 0.829) × 0.1 × 50.000

= 12422.691 kN · m

∴ 5 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 12422.7 × 0.750 = 9317.02 kN · m

2) DL 24

① W = 12.7 × 1.167 × 5 차선 = 74.083 kN

② Pm = 108 × 1.167 × 5 차선 = 630.000 kN

ML = { 74.083 × (0.667 + 0.500)} × 0.1 × 2500.000 +
{ 630.000 × (1.016 + 0.801)} × 0.1 × 50.000

= 27336.103 kN · m

∴ 5 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 27336.103 × 0.750 = 20502.08 kN · m

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (☞ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φs, t' = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

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

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

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

$= 1.459$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2\times(교폭\times슬래브두께))/(2\times(교폭+슬래브두께)-거더개수\times거더상부폭)$

$= \{ 2 \times 17805 \times 240) \} / \{ 2 \times 17805 + 240) - 7 \times 800 \} = 280$

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + \delta = 27 + 8 = 35$

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} \} = 0.55$

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 1.0$

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

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 280 + 250$

$= 688$ 일 < 1500일

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

$= 1.459 \times 2.84 \times 0 = 2.279$

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

$= 2.279 \times 1$

$= 2.279$

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} : 1.47$

여기서, h = (2 × Ac) / u

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

= (× 1E+06 × .7) / (8056 × 7) = 259

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 259 + 250$

= 656 일 < 1500일

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

= 1.47 ×2.425 ×0.39 = 1.394

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

= 1.394 × = 1.394

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

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

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

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

= -1.02

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

여기서, h = 2Ac / u = (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

= 280

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)

$= 259$

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	2.279	1.394	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2560 mm (5.4 바닥판 합성단면)

강선도심까지 거리 : 1004 mm (5.2 순단면)

거더상연까지 거리 : 959 mm (5.4 바닥판 합성단면)

슬래브중심까지 거리 : 959 + 240 / 2 = 1079 mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443

Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : 2560 × 240 = 614400 mm^2

$P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 6E+05 = 1127463 N

$M_c = P_c \times y_c$ = 1127463 × 1079 = 1216532577 N · mm = 1216.533 kN · m

M_c = 0.714 × 1216.533 = 868.952 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 × 1600 × 1185 = 1516800 N

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

$= (8 \times 5 \times 1516800 \times 1004) / 50000^2$

= 24.362 N/mm 24.362 kN/m

따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

$\therefore$ Mps $= W \times \ell^2 / 10$ = 6090.500 kN · m

* 작용부재력

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

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

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 6090.500 kN · m

$\phi = \phi_s - \phi_l$ 2.279 - 1.394 = 0.885

$= (2585.6 - 6090.500) \times (1 - e^{-0.916}) = 2058.378$ kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	868.952	2058.378

(8) 부재력의 합계

$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8$ (단 $\sum Mu \geq 0.9M$) (도로교설계기준 2010 p.4-188)

여기서, $\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$w = R / a$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 간상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$\sum Mu$ = 1.3 × 9731.3 + 2.15 × 20502.1 = 56730.2 kN · m

= (1.3 × 9731.3 + 2.15 × 20502.1) - 7597.508 = 49132.7 kN · m

∴ Mu = 56730.2 / 17.805 = 3186.2 kN · m / m

CASE 2.

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

$\sum Mu$ = 1.3 × 9731.3 + 1.3 × 20502.1 + 1.3 × 8318.0 = 50116.8 kN · m

= (1.3 × 9731.3 + 1.3 × 20502.1 + 1.3 × 8318.0) - 7597.508

= 42519.3 kN · m

∴ Mu = 50116.8 / 17.805 = 2814.8 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 3186.196 kN · m / m

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 3186195571.820 (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 -3186195571.820 = 0 에서

As(req) = 4060.982 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0017

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

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 4060.982

② As(min) = 8200.500 ∴ As = 5414.64 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 5414.643

(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

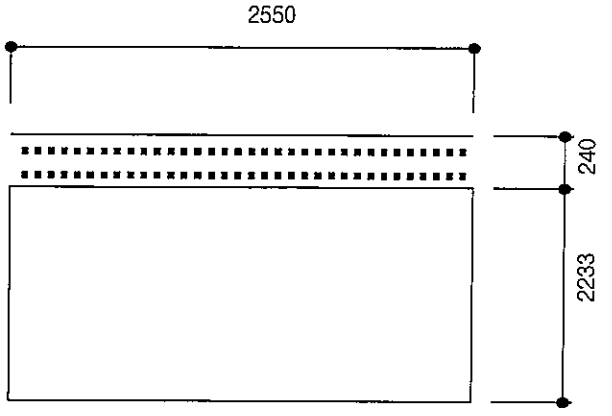
Σ = 6193.600 mm^2 O.K

(4) 설계휨강도

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

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

∴ φ f Mn = 4820.284 kN · m > Mu = 3186.196 kN · m O.K



4.6.3 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 = 0.005 > 0.0035 mm/mm^2 O.K

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 1698.03 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

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 124.854 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

= 508.236 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 504.589 mm

Sa는 작은 값인 504.589 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 504.589 mm) O.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa

Tmin = L/28 지간 = 2.36m

= 0.084

= 84.29mm < Tuse = 2473.00cm

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

M_L = 1,151.479 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 84.667 MPa < 150 MPa

O.K

S3

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

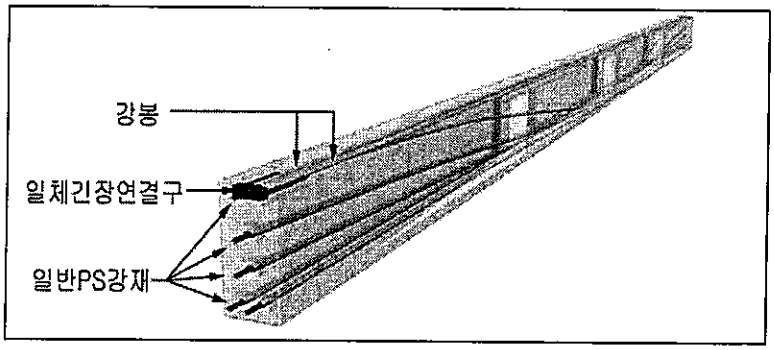
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

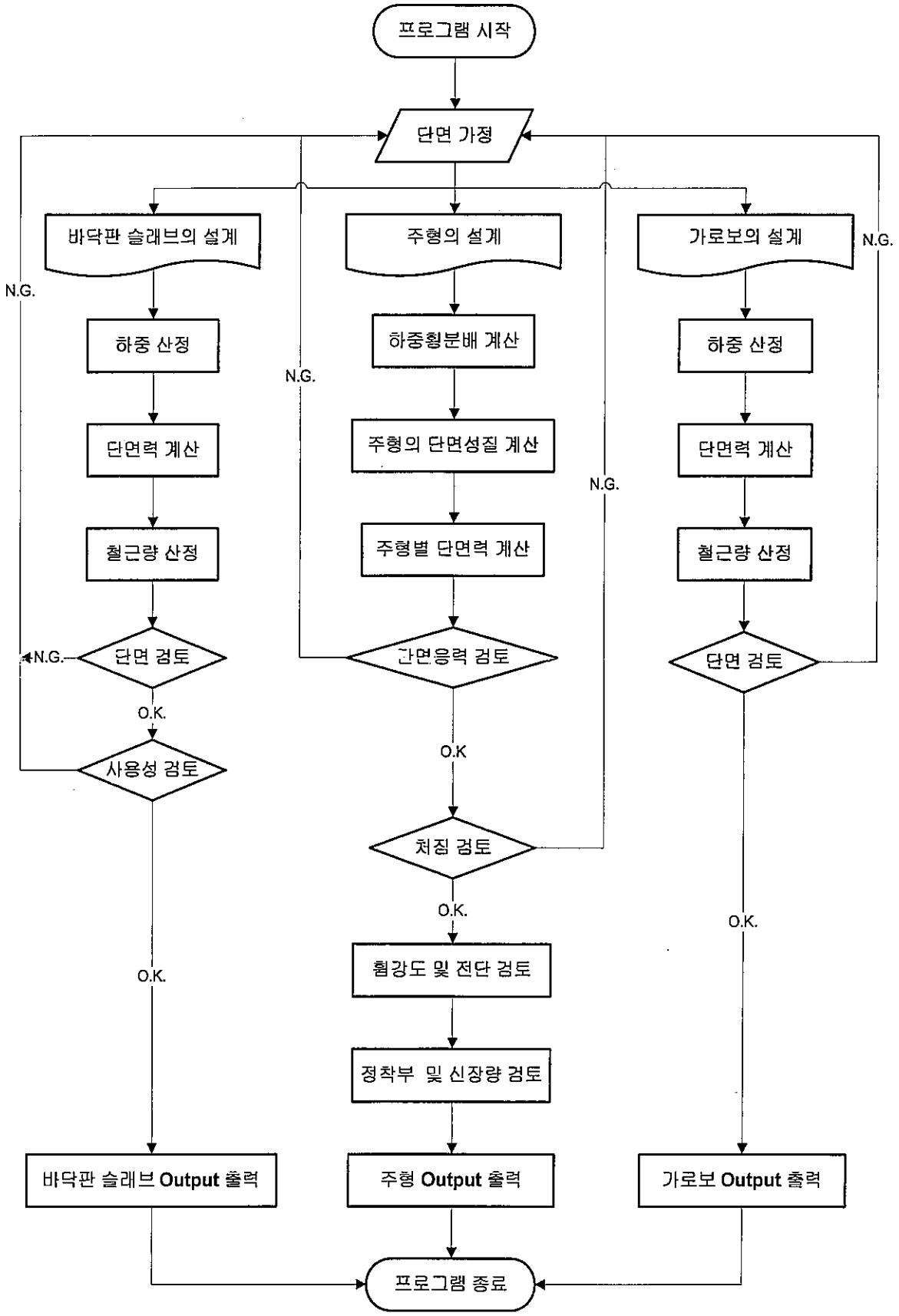
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
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 : 병천천교 옥산방향(S3)
- 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 : 14.920 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

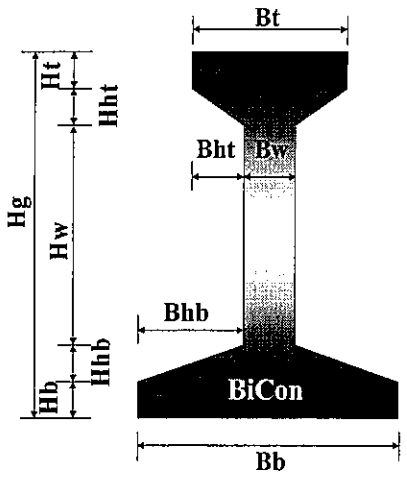
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

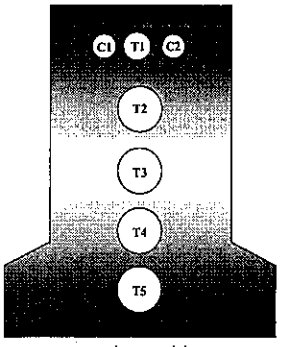
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

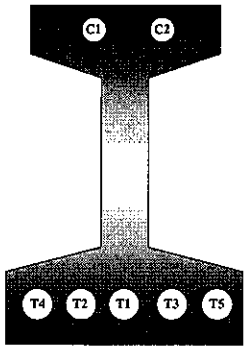
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	15EA	15EA	15EA	15EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-700kN	-700kN	1400kN	3060kN	3060kN	3060kN	3060kN
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.

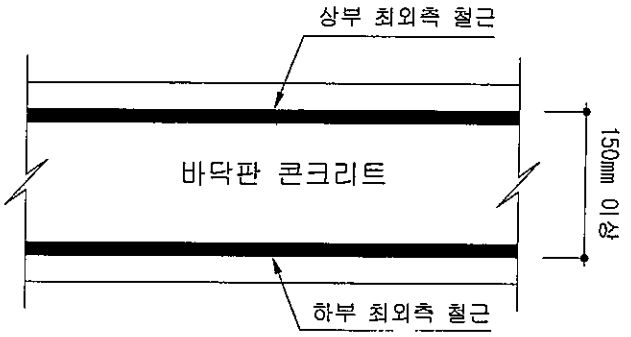
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.780 m / 0.240 m = 7.417 ≤ 15 ---------- O.K

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



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.780 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 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

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

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

※ 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

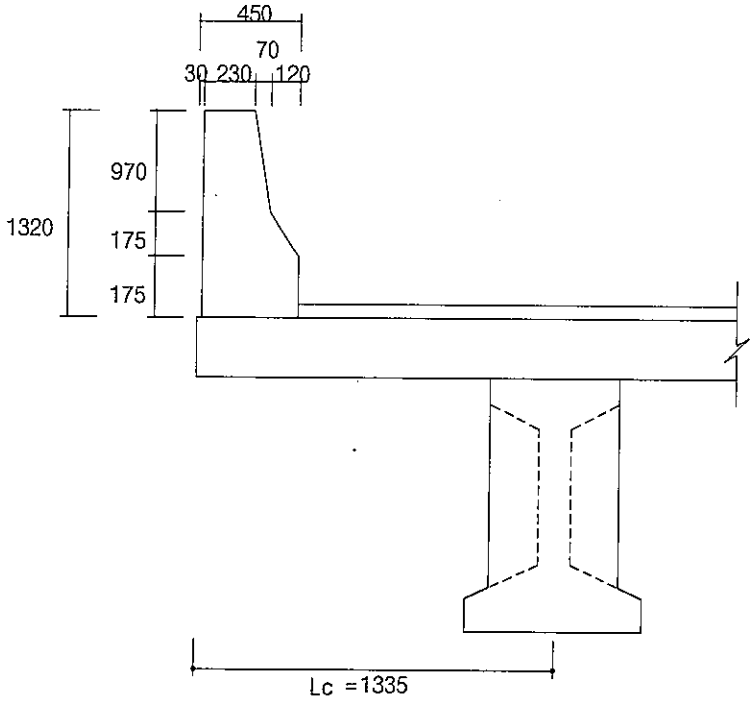
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.185 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 231.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 231.800 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	0.750	7.388
바닥판	0.224	25.000	5.600	0.468	2.618
포 장	0.024	23.500	0.570	0.243	0.138
방음판			0.000	0.790	0.000
합 계			16.020		10.144

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.288 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 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 / 1.288) · 0.185 · (1 + 0.300) = 17.925 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 8.185° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.288) · 0.075 = 5.608 kN

Mcf = 5.608 × 1.800 = 10.094 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.144	
2	활하중	Ml	17.925	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.094	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	64.849	38.163	
Case 2	17.331	13.332	
Case 3	51.543	41.133	
Case 4	49.613	38.163	
Case 5	49.561	41.133	
Case 6	79.945	61.496	
Case 7	43.998	36.665	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	79.945	
사 용 하 중	61.496	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 79945405.6 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 79945405.6 = 0 에서

As(req) = 1401.378 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0078

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1401.378

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1401.378 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1868.504

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 79.945 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 = 0.935 × 1000 / 10 = 93.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (93.5mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 61.496 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 234.592 MPa

Fsmax (=234.592 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 / 234.59) - 2.5 × 52.00 = 205.689 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 234.59) = 268.551 mm

Sa는 작은 값인 205.689 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 205.689 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 17.925 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 68.381 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 = 938.923 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) = 938.923 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 938.923 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.144	
2	활하중	Ml	17.925	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			90.267	
Case 2	1.3		1.3		43.520	
Case 3	1.3	2.6		0.65	61.724	
Case 4	1.3	2.6	1.3		90.126	
Case 5	1.2		1.2	1.2	43.736	
적 용					90.267	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 90266703.1 (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 = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

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 - 90266703.1 = 0 에서

As(req) = 1598.685 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0089

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1598.685

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2131.580

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2802.756

∴ As = 2802.756 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

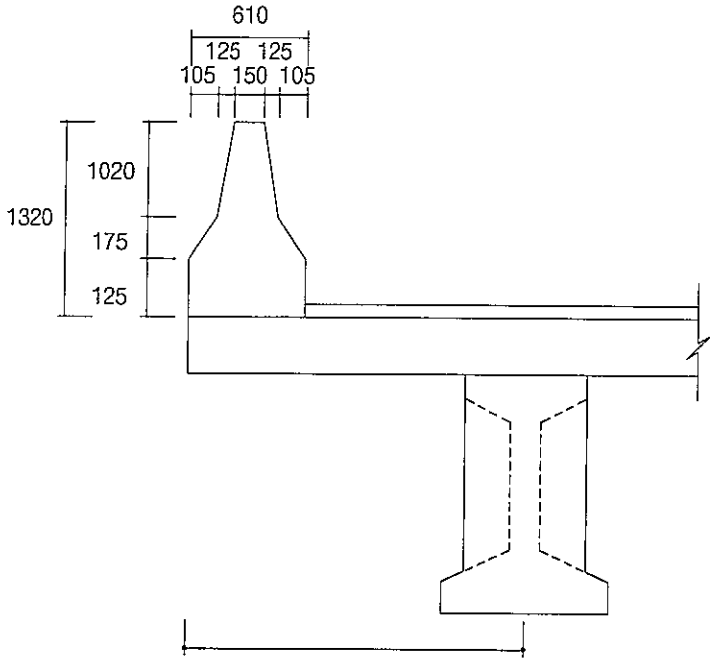
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 153.813 kN · m > Mu = 90.267 kN · m ---------- O.K

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.148 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = ## × L + 180 = 221.44 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.00 mm > Tmin = 221.44 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
중분대	0.482	25.000	12.047	0.753	9.071
바닥판	0.254	25.000	6.350	0.529	3.359
포 장	0.022	23.500	0.526	0.224	0.118
방음판			0.000	0.000	0.000
합 계			18.923		12.548

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.258 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 / 1.258) · 0.148 · (1 + 0.300) = 14.678 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	0.394
활하중 비재하시	0.0030	805.0	0.423

(5) 휨모멘트 종합

	하중 구분		휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.548	
2	활하중	Ml	14.678	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	활하중 재하시
			0.423	활하중 비재하시

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.30	2.15				
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30		1.30		
Case 4	1.30	1.30	1.30			
Case 5	1.20		1.20	1.20		

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.00	1.00				
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00		1.00		
Case 4	1.00	1.00	1.00			
Case 5	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	47.869	27.226	
Case 2	46.645	35.881	
Case 3	35.905	27.619	
Case 4	65.726	50.559	
Case 5	43.564	36.304	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	65.726	
사 용 하 중	50.559	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 65726291.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 65726291.7 = 0 에서

As(req) = 1136.493 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1136.493

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1136.493 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1515.324

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ φf · Mn = 91.703 kN · m > Mu = 65.726 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (캔틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.62 × 1000 / 10 = 62 mm

Tcan (240mm) > Tmin (62mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 50.559 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 192.868 MPa

Fsmax (=192.868 MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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 / 192.87) - 2.5 × 52.00 = 278.310 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 192.87) = 326.648 mm

Sa는 작은 값인 278.310 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 278.31 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 14.678 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 55.99 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 761.450 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) = 761.450 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.548	
2	활하중	Ml	14.678	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	
			0.423	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			79.426	
Case 2	1.30		1.30		46.645	
Case 3	1.30	2.60		0.65	54.730	
Case 4	1.30	2.60	1.30		84.807	
Case 5	1.20		1.20	1.20	43.564	
적 용					84.807	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 84807283.5 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0120

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 - 84807283.471 = 0 에서

As(req) = 1493.771 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0083

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1493.771

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1991.695

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2272.986

∴ As = 2272.986 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

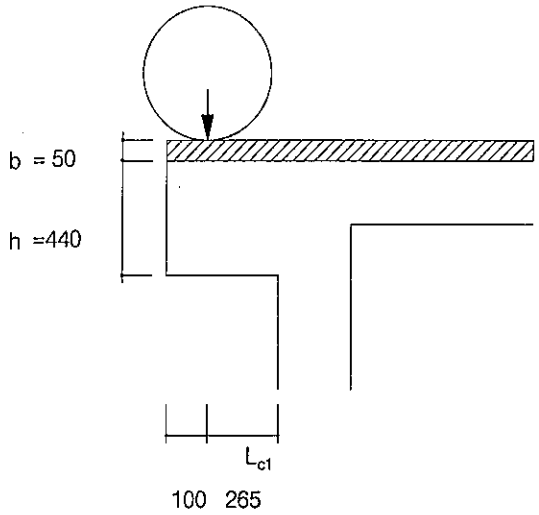
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ ϕ_f · Mn = 131.009 kN · m > Mu = 84.807 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.265 = 0.365 m

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

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.816 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.049 ≤ 0.300 ∴ i = 0.049

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.265 + 0.98 = 1.073 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 30.829 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 67.344 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 67343535.4 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0356

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)

$-2.963\ As^2 + 84320\ As - 67343535.4 = 0$ 에서

As(req) = 822.435 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0033

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 822.435

② As(min) = 868.000 ∴ As = 868 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1096.580

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

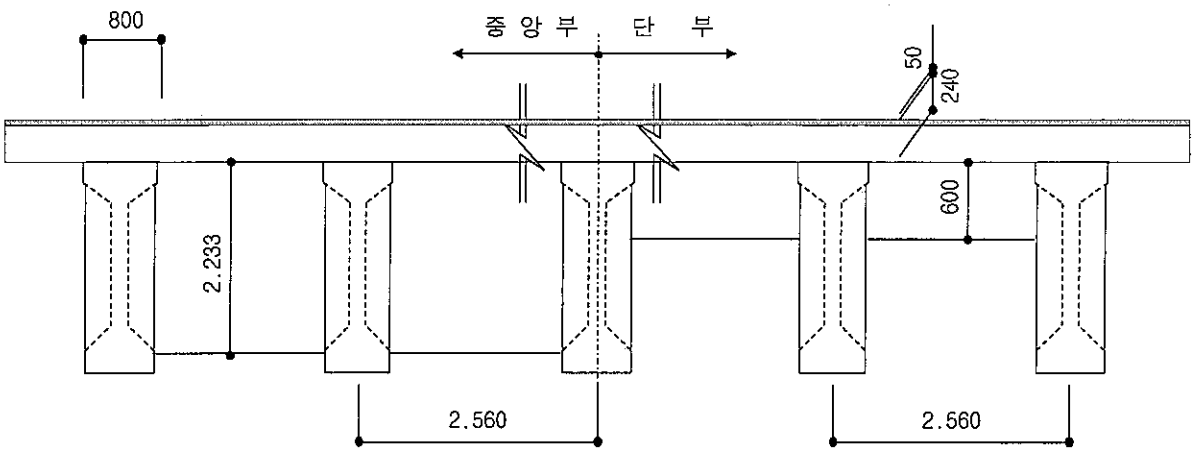
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 104.701 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ φf · Mn = 104.701 kN · m > Mu = 67.344 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

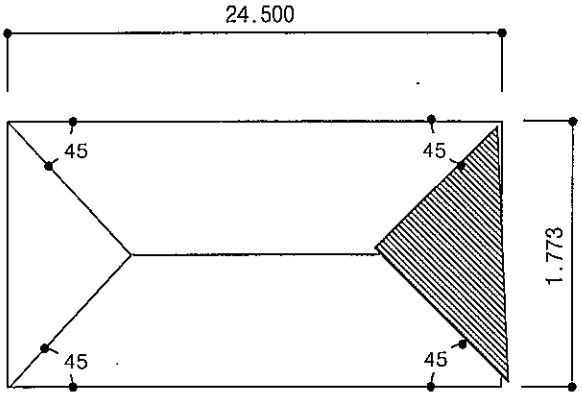
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.560 m

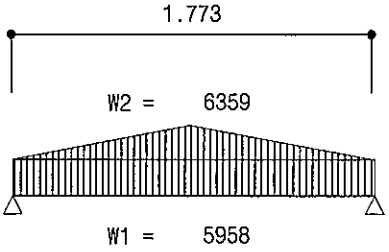
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 83.2 ° 가로보 사지간 1.760 ÷ SIN (83.2) = 1.773 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (83.2) = 0.397 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (83.2) × 0.600 × 2500 × 10 = 5958 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.886 × 2500 + 0.050 × 0.886 × 2350) × 10 = 6359 N/m

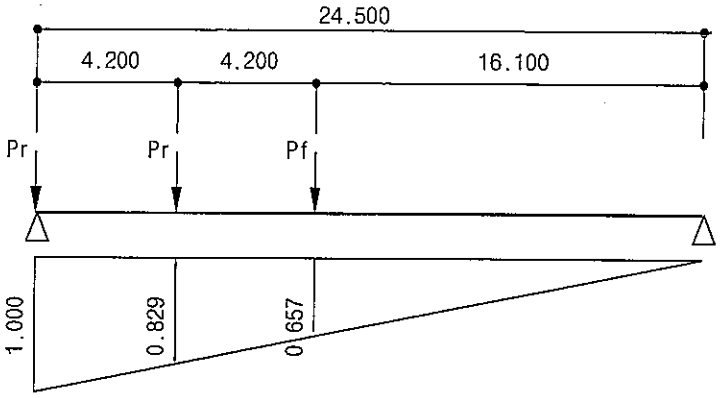
작용 단면력

Rad = 5958 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 6359 × 1/2) × 1/2 = 8098 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5958 \times 1.773^2}{8} + \frac{6359 \times 1.773^2}{12} = 4005 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



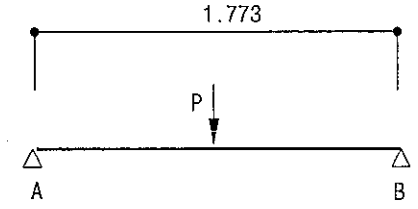
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 \quad < 0.3$$

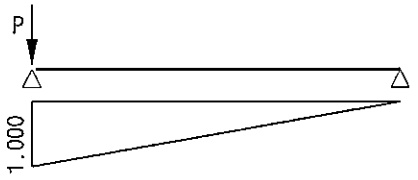
$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.829\ ) + 24.0 \times 0.657\ )\} \times 1.233 = 235.806\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.806 \times 1.773}{4}$$

$$= 104.494 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 235.806 × 1.000 = 235.806 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

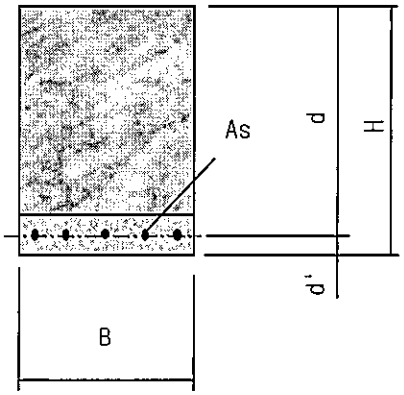
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	4.005	104.494
Vu	kN	8.098	235.806

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l$ = 1.300 × 4.005 + 2.150 × 104.494 = 229.868 kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l$ = 1.300 × 8.098 + 2.150 × 235.806 = 517.510 kN · m

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 229.868 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

= 229868000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,201.3 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,601.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[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 = 229.868 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

In / d = 1.773 ÷ 0.770 = 2.302 < 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 = 517.510 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 = 517.510 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

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

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

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

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

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

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.302}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.302}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

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

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 517.510 kN O.K.

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

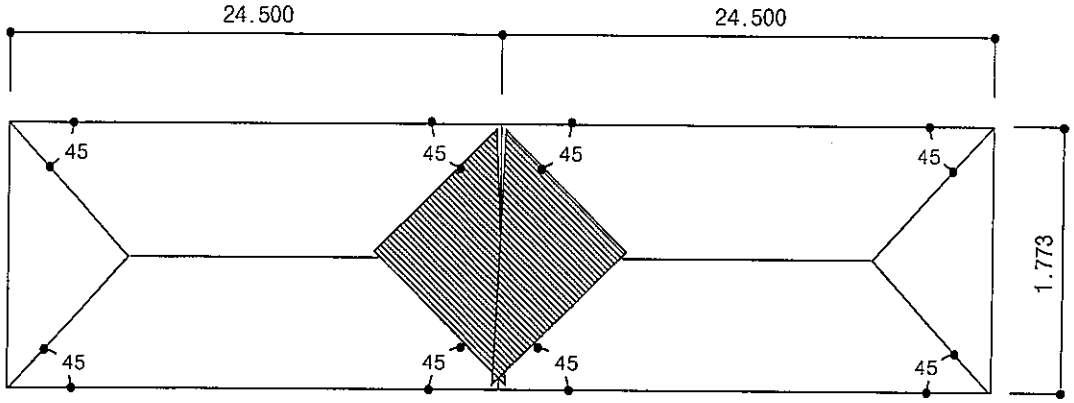
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.560 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 83.2 °　　가로보 사지간 : 1.760 ÷ SIN (83.2) = 1.773 m

2)작용하중

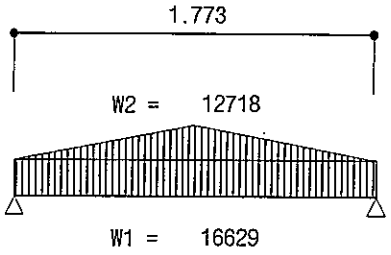
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (83.2) = 0.298 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (83.2) × 2.233 × 2500 × 10 = 16629 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.773 × 2500 + 0.050 × 1.773 × 2350) × 10 = 12718 N/m



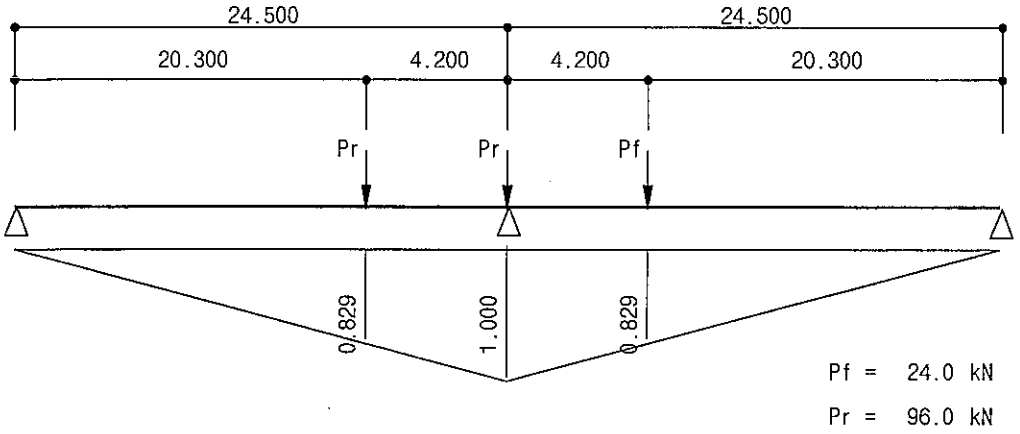
작용 단면력

Rad = 16629 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 12718 × 1/2) × 1/2 = 20374 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{16629 \times 1.773^2}{8} + \frac{12718 \times 1.773^2}{12} = 9861 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

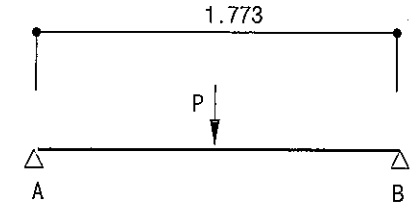
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

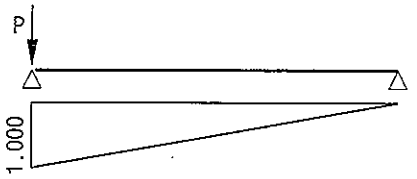
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.829) + 24.0 \times 0.829)\} \times 1.233 = 240.940\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{240.940 \times 1.773}{4}$$

$$= 106.769 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 240.940 \times 1.000 = 240.940 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

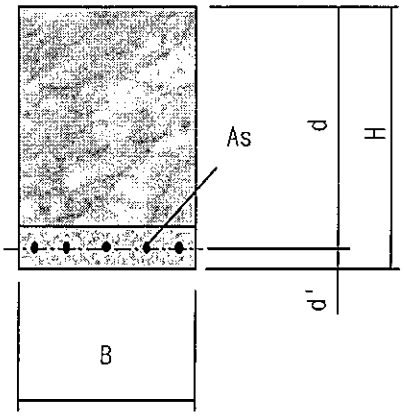
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	9.861	106.769
Vu	kN	20.374	240.940

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 9.861 + 2.150 \times 106.769 = 242.373 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 20.374 + 2.150 \times 240.940 = 544.507 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 242.373 kN·m

b = 300.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

εt ≥ 0.005이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 612765 As

= 242373000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 397.0 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 3,121.6 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 529.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 242.373 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.773 ÷ 2.403 = 0.738 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 544.507 kN 0.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN < Su = 544.507 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm 0.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm 0.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.738}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.738}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

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

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > Vu = 544.507 kN 0.K.

4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

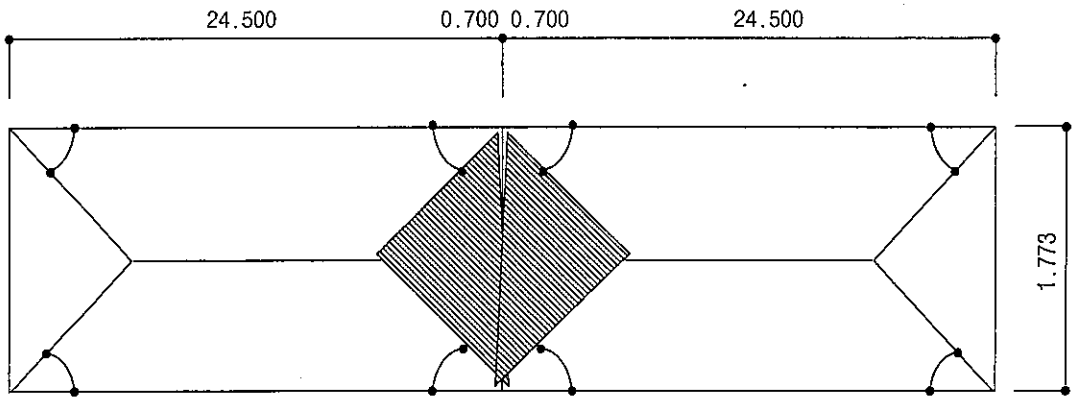
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.560 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 83.2 °　　가로보 사지간 : 1.760 ÷ SIN(83.2) = 1.773 m

2)작용하중

(1)고정하중

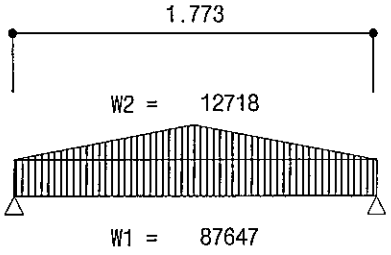


빔　　폭: 1.400 × SIN (83.2) = 1.390 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (83.2) × 2.233 × 2500 × 10 = 77602 N/m

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

(0.240 × 1.773 × 2500 + 0.050 × 1.773 × 2350) × 10 = 12718 N/m



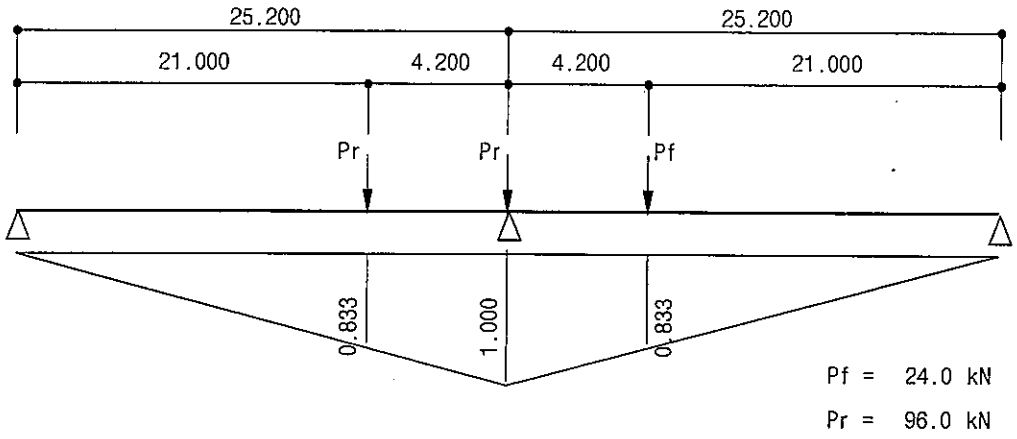
작용 단면력

Rad = 87647 × 1.773 × 1/2 + (1.773 × 12718 × 1/2) × 1/2 = 83315 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{87647 \times 1.773^2}{8} + \frac{12718 \times 1.773^2}{12} = 37752 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



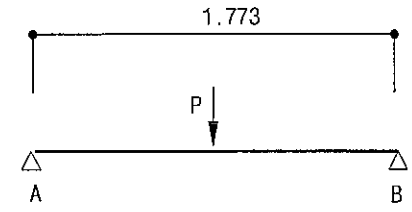
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 25.200}$ = 0.230 ≤ 0.3

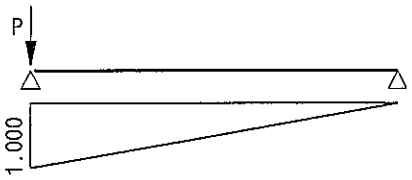
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.833) + 24.0 × 0.833)} × 1.230 = 241.043 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{241.043 \times 1.773}{4}$$

$$= 106.815 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 241.043 \times 1.000 = 241.043 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	37.752	106.815
Vu	kN	83.315	241.043

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 37.752 + 2.150 \times 106.815 = 278.730 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 83.315 + 2.150 \times 241.043 = 626.552 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 278.730 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]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-1.190\ As^2 + 612765\ As$

$= 278730000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 455.3 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 14,567.4 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 15,699.6 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 607.0 ㎟ 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 = 278.730 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.773 ÷ 2.403 = 0.738 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 626.552 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 626.552 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sv$ = 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 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sh$ = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

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

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.738}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.738}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

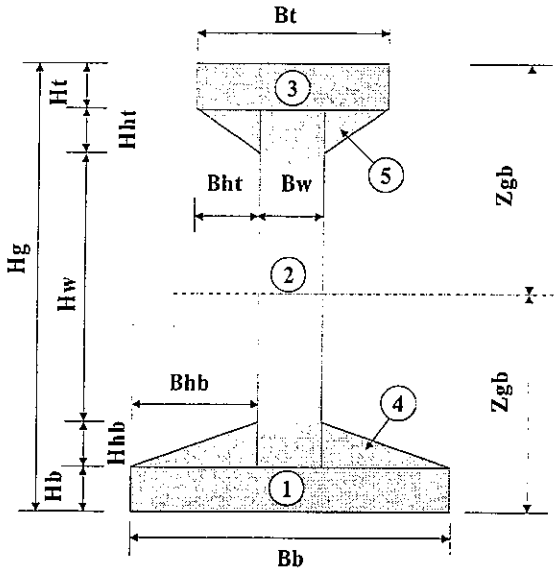
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 626.552 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 층 단 면

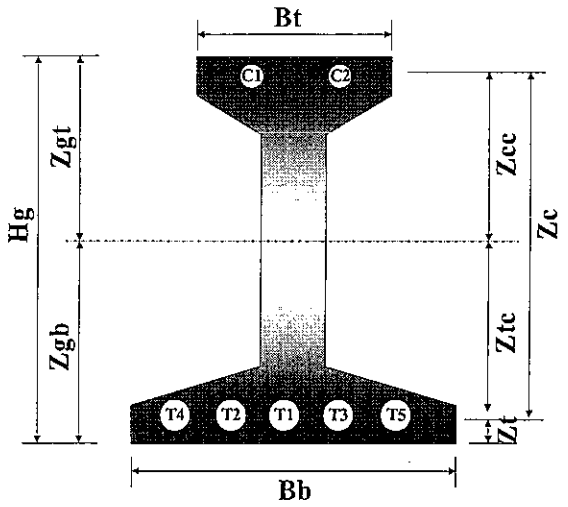


< 단위 : m >

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
Σ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

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

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	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×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	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

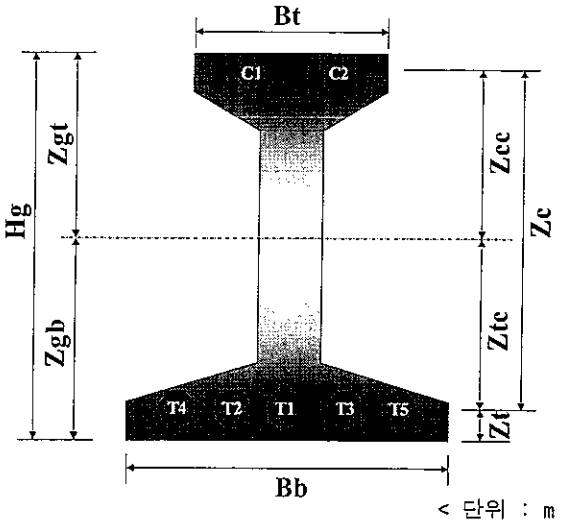
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	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×y²) - ΣA×zgb² 0.876314 m⁴

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	v	A×z	A×z²	Io
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T3	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T4	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T5	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
Σ		0.00929	0.124	0.00115	0.00014	1.453E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.5398E-06 m⁴

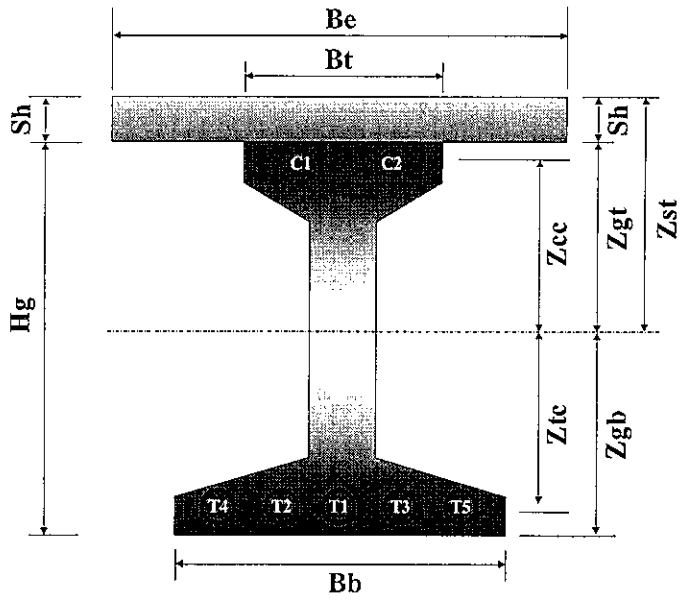
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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	0.06016	0.124	0.00746	0.00092	9.968E-06
Σ		1.08739	1.092	1.18761	1.38584	0.876325

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.092161 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.507839 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.382839 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.968206 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.965109 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.098 m

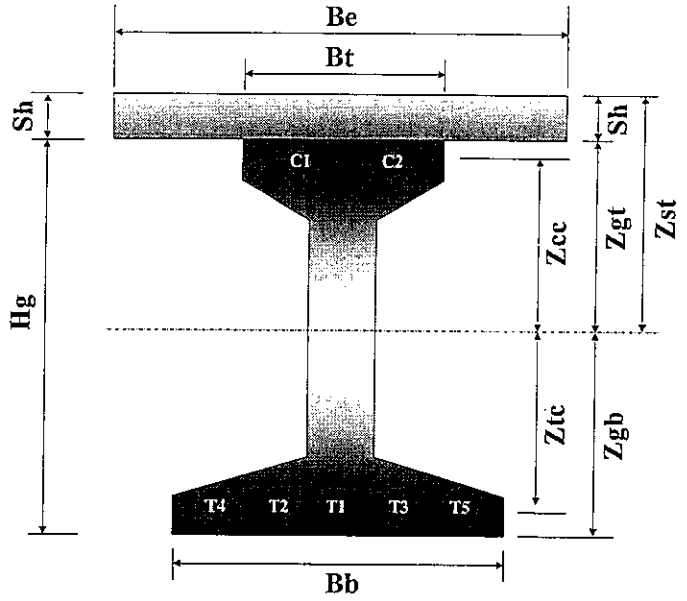
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.181	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.538	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.062	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.062	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.44539	2.720	1.21147	3.29519	0.002138
∑		1.53278	1.565	2.39907	4.59224	0.967247

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.565174 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.034826 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.909826 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.441219 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.274826 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 1.804527 m^4

5.4.2 G2~G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

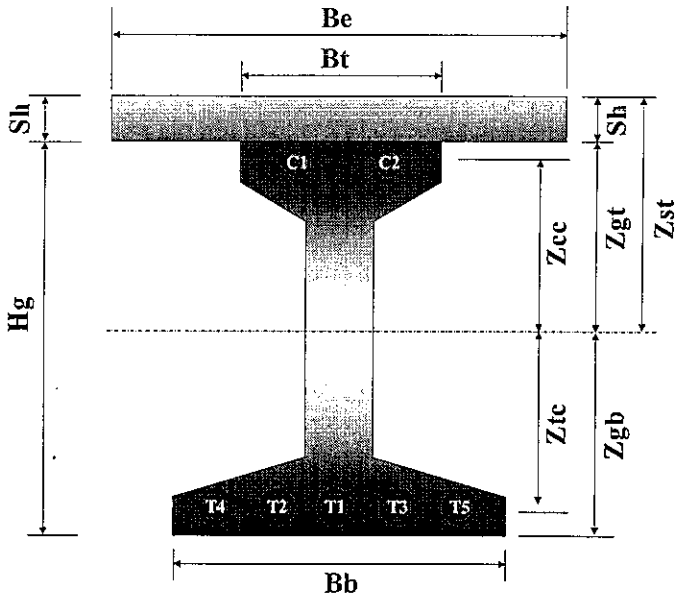
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.128	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.128	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.45965	2.720	1.25024	3.40066	0.002206
Σ		1.54704	1.576	2.43785	4.69772	0.967316

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.575816 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.024184 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.899184 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.451861 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.264184 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.823432 m^4

5.4.3 G7 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.254 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.337	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.694	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.218	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.218	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.47909	2.720	1.30312	3.54448	0.002300
Σ		1.56648	1.590	2.49073	4.84154	0.967409

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.590015 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.009985 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.884985 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.466060 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.249985 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.848660 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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.53278	1.804527	1.275	1.035	-1.565	0.910	-1.441

5.5.2 G2~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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.54704	1.823432	1.264	1.024	-1.576	0.899	-1.452

5.5.3 G7 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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.56648	1.848660	1.250	1.010	-1.590	0.885	-1.466

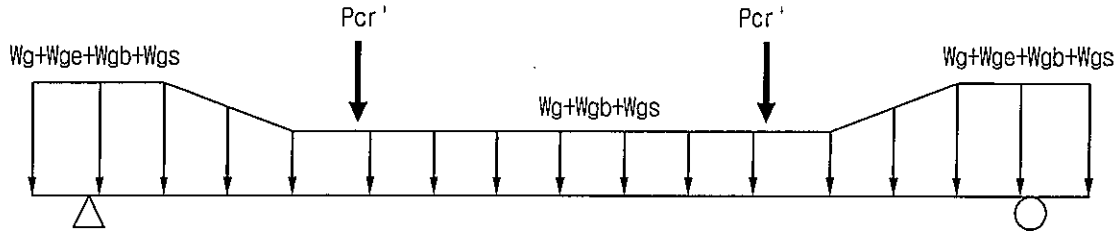
6. 설 계 하 중

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 ×	15 EA		=	661	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.062 × 25000 = 12372 N/m

(2) G2~G6 거더 : 0.240 × 2.128 × 25000 = 12768 N/m

(3) G7 거더 : 0.240 × 2.218 × 25000 = 13308 N/m

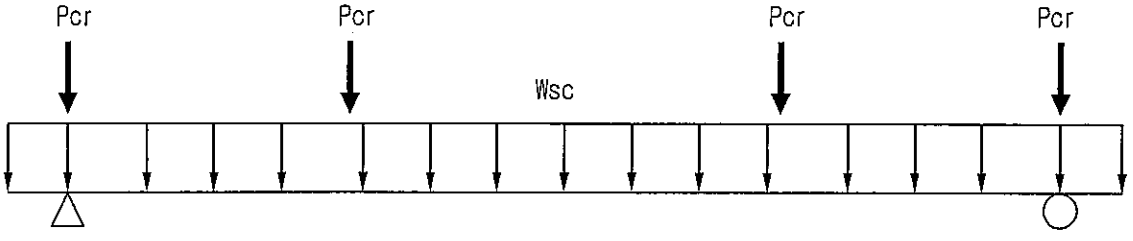
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.06 × 25000 = 17822 N

(2) G2~G6 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.13 × 25000 = 35644 N

(3) G7 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.06 × 25000 = 17822 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

- 중분대(우) : A × w = 0.421 × 25000 = 10531 N/m

(3) 중앙부 하중

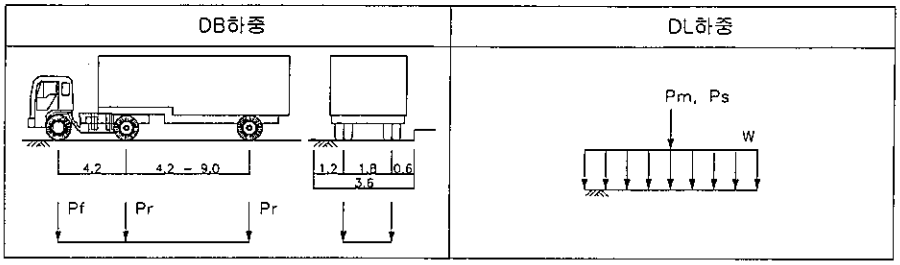
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 5 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.950786	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026162	0.003911
요소 중심간격(V)	2.560	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 8.904m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 22866.841

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.949$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 131.393

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.105$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

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

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

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

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

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

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

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

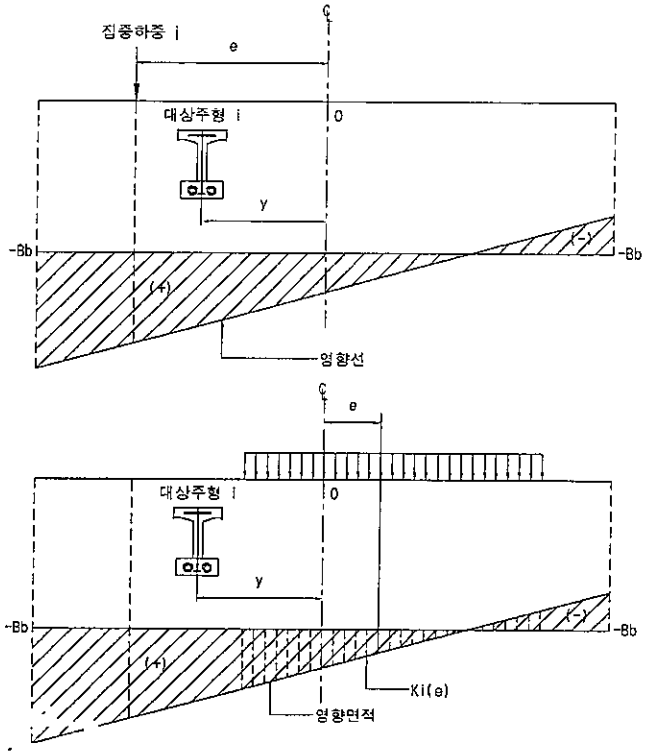
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

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

$K_{ai} = K_{ai,j} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 7.675	G2 5.115	G3 2.555	G4 -0.005	G5 -2.565	G6 -5.125	G7 -7.684	합계 (∑)
-1.00×Bb	-8.903	0.001	-0.022	-0.040	-0.029	0.057	0.295	0.738	1.000
-0.75×Bb	-6.678	-0.009	-0.008	0.006	0.053	0.157	0.322	0.479	1.000
-0.50×Bb	-4.452	-0.016	0.012	0.060	0.143	0.251	0.303	0.247	1.000
-0.25×Bb	-2.226	-0.013	0.049	0.134	0.238	0.289	0.209	0.094	1.000
0.00×Bb	0.000	0.015	0.115	0.224	0.291	0.224	0.115	0.015	1.000
0.25×Bb	2.226	0.094	0.210	0.289	0.237	0.134	0.049	-0.014	1.000
0.50×Bb	4.452	0.247	0.303	0.251	0.143	0.060	0.012	-0.017	1.000
0.75×Bb	6.678	0.480	0.322	0.157	0.053	0.006	-0.008	-0.009	1.000
1.00×Bb	8.903	0.739	0.295	0.057	-0.030	-0.040	-0.022	0.001	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 7.675	G2 5.115	G3 2.555	G4 -0.005	G5 -2.565	G6 -5.125	G7 -7.684	합계 (Σ)
방호벽(좌)	8.718	0.717	0.297	0.065	-0.023	-0.036	-0.021	0.000	1.000
중분대(우)	-8.598	0.000	-0.020	-0.033	-0.018	0.071	0.299	0.703	1.000
콘크리트포장	0.080	2.223	2.425	2.536	2.566	2.517	2.370	2.110	16.747

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 7.675	G2 5.115	G3 2.555	G4 -0.005	G5 -2.565	G6 -5.125	G7 -7.684	합계 (∑)
DB1	6.953	1.026	0.634	0.289	0.086	0.001	-0.020	-0.016	2.000
DB2	3.953	0.425	0.562	0.523	0.329	0.153	0.040	-0.032	2.000
DB3	0.953	0.093	0.310	0.510	0.542	0.371	0.171	0.003	2.000
DB4	-2.047	-0.020	0.112	0.286	0.482	0.555	0.404	0.182	2.000
DB5	-5.047	-0.029	0.013	0.091	0.238	0.451	0.619	0.617	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 7.675	G2 5.115	G3 2.555	G4 -0.005	G5 -2.565	G6 -5.125	G7 -7.684	합계 (∑)
DL1	6.953	0.512	0.319	0.144	0.042	0.000	-0.010	-0.008	1.000
DL2	3.953	0.206	0.286	0.268	0.165	0.075	0.018	-0.017	1.000
DL3	0.953	0.041	0.153	0.260	0.279	0.185	0.083	-0.002	1.000
DL4	-2.047	-0.012	0.054	0.141	0.245	0.287	0.201	0.085	1.000
DL5	-5.047	-0.015	0.005	0.044	0.118	0.228	0.318	0.302	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DB1	1.026	0.634	0.289	0.086	0.001	-0.020	-0.016	2.000
DB2	0.425	0.562	0.523	0.329	0.153	0.040	-0.032	2.000
DB3	0.093	0.310	0.510	0.542	0.371	0.171	0.003	2.000
DB4	-0.020	0.112	0.286	0.482	0.555	0.404	0.182	2.000
DB5	-0.029	0.013	0.091	0.238	0.451	0.619	0.617	2.000
DB12	1.451	1.196	0.812	0.415	0.154	0.020	-0.048	4.000
DB13	1.119	0.944	0.799	0.628	0.371	0.151	-0.013	4.000
DB14	1.006	0.746	0.574	0.568	0.555	0.384	0.166	4.000
DB15	0.997	0.647	0.380	0.324	0.452	0.599	0.601	4.000
DB23	0.518	0.872	1.033	0.871	0.524	0.211	-0.029	4.000
DB24	0.405	0.674	0.809	0.812	0.708	0.443	0.149	4.000
DB25	0.396	0.575	0.614	0.567	0.604	0.658	0.585	4.000
DB34	0.073	0.422	0.796	1.024	0.925	0.575	0.185	4.000
DB35	0.064	0.323	0.602	0.780	0.822	0.790	0.620	4.000
DB45	-0.049	0.125	0.377	0.720	1.006	1.023	0.799	4.000
DB123	1.390	1.356	1.190	0.862	0.472	0.172	-0.040	5.400
DB124	1.288	1.178	0.988	0.808	0.638	0.381	0.120	5.400
DB125	1.280	1.088	0.813	0.588	0.545	0.575	0.512	5.400
DB134	0.989	0.951	0.976	0.999	0.833	0.499	0.152	5.400
DB135	0.981	0.861	0.801	0.770	0.740	0.602	0.544	5.400
DB145	0.879	0.683	0.599	0.726	0.906	0.902	0.705	5.400
DB234	0.448	0.886	1.187	1.218	0.970	0.553	0.137	5.400
DB235	0.440	0.797	1.012	0.998	0.877	0.746	0.529	5.400
DB245	0.338	0.618	0.810	0.945	1.043	0.956	0.690	5.400
DB345	0.039	0.391	0.798	1.136	1.239	1.074	0.721	5.400
DB1234	1.143	1.214	1.206	1.080	0.809	0.446	0.103	6.000
DB1235	1.136	1.139	1.060	0.897	0.732	0.607	0.429	6.000
DB1245	1.051	0.991	0.891	0.852	0.870	0.782	0.563	6.000
DB1345	0.802	0.802	0.882	1.011	1.033	0.880	0.589	6.000
DB2345	0.352	0.748	1.058	1.194	1.147	0.925	0.577	6.000
DB12345	1.121	1.223	1.274	1.258	1.148	0.910	0.565	7.500

(2) DL하중

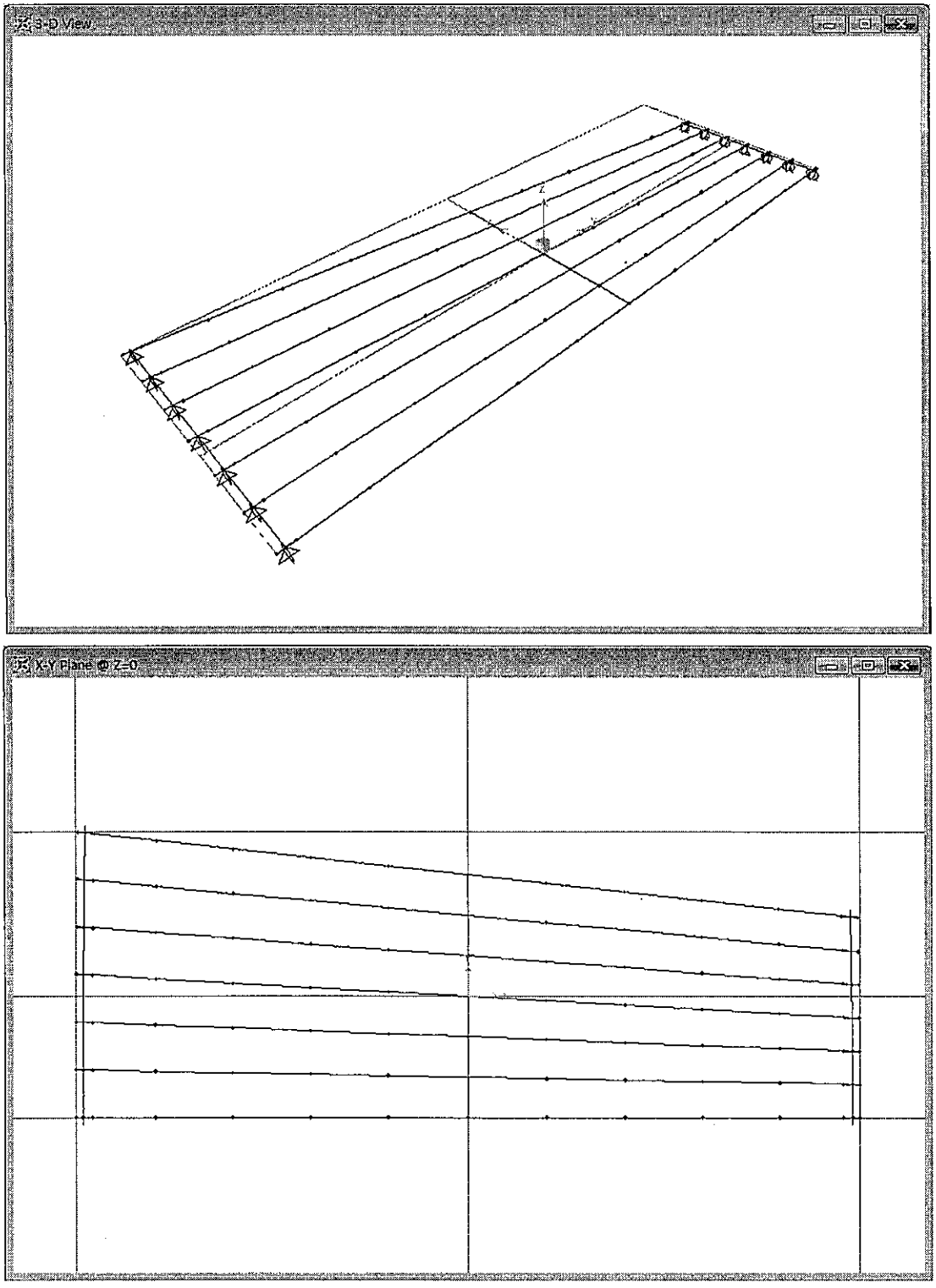
	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DL1	0.512	0.319	0.144	0.042	0.000	-0.010	-0.008	1.000
DL2	0.206	0.286	0.268	0.165	0.075	0.018	-0.017	1.000
DL3	0.041	0.153	0.260	0.279	0.185	0.083	-0.002	1.000
DL4	-0.012	0.054	0.141	0.245	0.287	0.201	0.085	1.000
DL5	-0.015	0.005	0.044	0.118	0.228	0.318	0.302	1.000
DL12	0.718	0.606	0.412	0.207	0.075	0.008	-0.025	2.000
DL13	0.554	0.473	0.405	0.321	0.185	0.073	-0.010	2.000
DL14	0.500	0.373	0.286	0.287	0.287	0.191	0.077	2.000
DL15	0.497	0.325	0.188	0.160	0.228	0.308	0.294	2.000

DL23	0.247	0.439	0.528	0.443	0.260	0.101	-0.019	2.000
DL24	0.194	0.340	0.409	0.409	0.361	0.219	0.068	2.000
DL25	0.191	0.291	0.312	0.283	0.303	0.336	0.285	2.000
DL34	0.029	0.207	0.401	0.523	0.472	0.284	0.083	2.000
DL35	0.026	0.158	0.304	0.397	0.413	0.401	0.300	2.000
DL45	-0.027	0.059	0.185	0.363	0.515	0.519	0.387	2.000
DL123	0.684	0.683	0.605	0.437	0.234	0.082	-0.024	2.700
DL124	0.635	0.593	0.498	0.406	0.325	0.188	0.054	2.700
DL125	0.633	0.550	0.410	0.293	0.272	0.293	0.249	2.700
DL134	0.487	0.474	0.491	0.509	0.425	0.246	0.068	2.700
DL135	0.485	0.430	0.404	0.395	0.372	0.352	0.263	2.700
DL145	0.436	0.340	0.297	0.364	0.463	0.458	0.341	2.700
DL234	0.211	0.444	0.602	0.619	0.492	0.272	0.059	2.700
DL235	0.209	0.400	0.514	0.505	0.439	0.377	0.255	2.700
DL245	0.161	0.311	0.408	0.475	0.530	0.484	0.332	2.700
DL345	0.013	0.191	0.401	0.577	0.630	0.542	0.346	2.700
DL1234	0.560	0.609	0.610	0.548	0.410	0.219	0.043	3.000
DL1235	0.558	0.573	0.537	0.453	0.366	0.307	0.206	3.000
DL1245	0.518	0.498	0.448	0.427	0.442	0.395	0.271	3.000
DL1345	0.395	0.399	0.442	0.513	0.525	0.444	0.283	3.000
DL2345	0.165	0.374	0.535	0.605	0.581	0.465	0.276	3.000
DL12345	0.549	0.613	0.643	0.636	0.581	0.458	0.270	3.750

7.7 격자구조해석

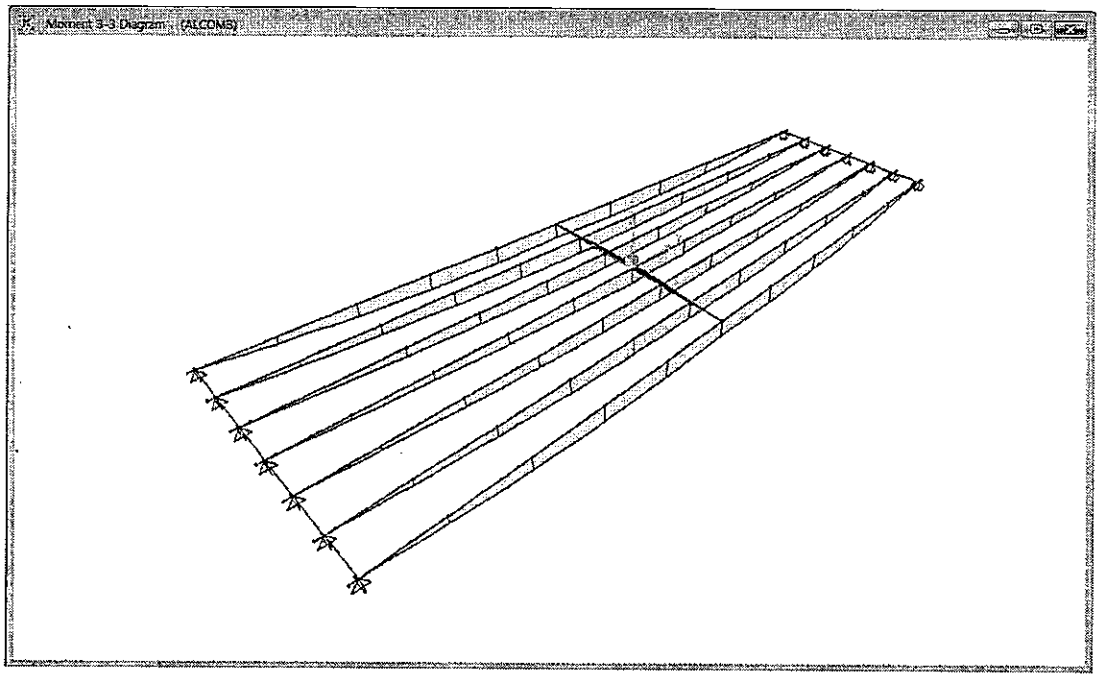
- 횡분배 되어진 하중을 격자모델에 적용하여 구조해석(3차원 입체 프레임 해석)을 수행한다.(SAP2000)

7.7.1 격자모델

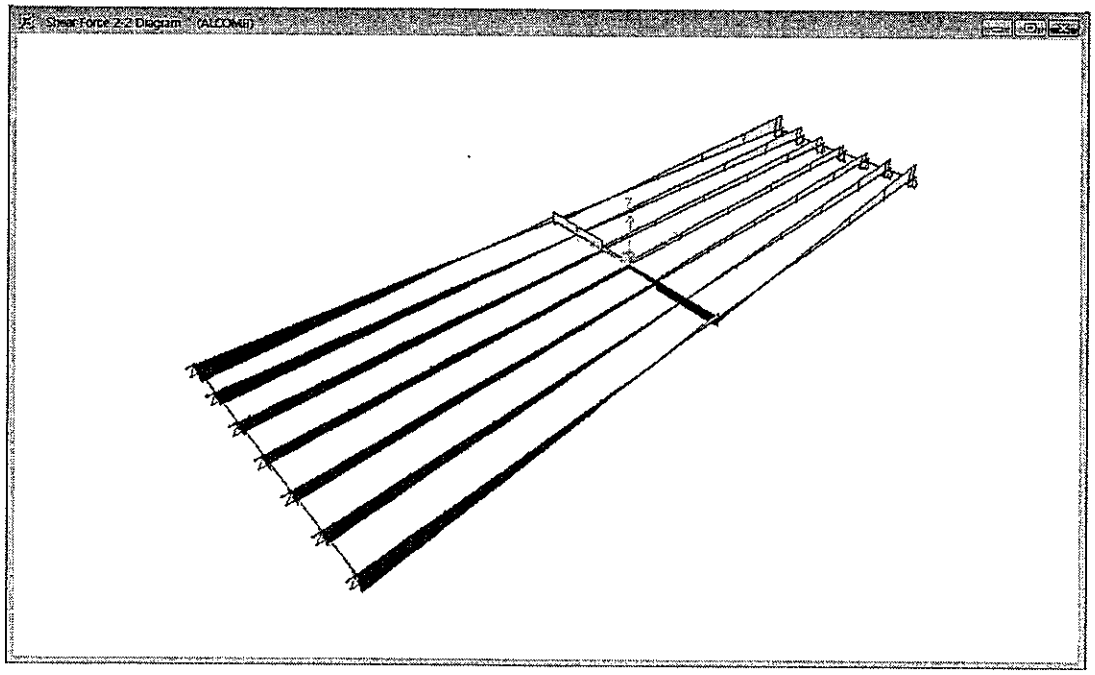


< 격 자 모 델 링>

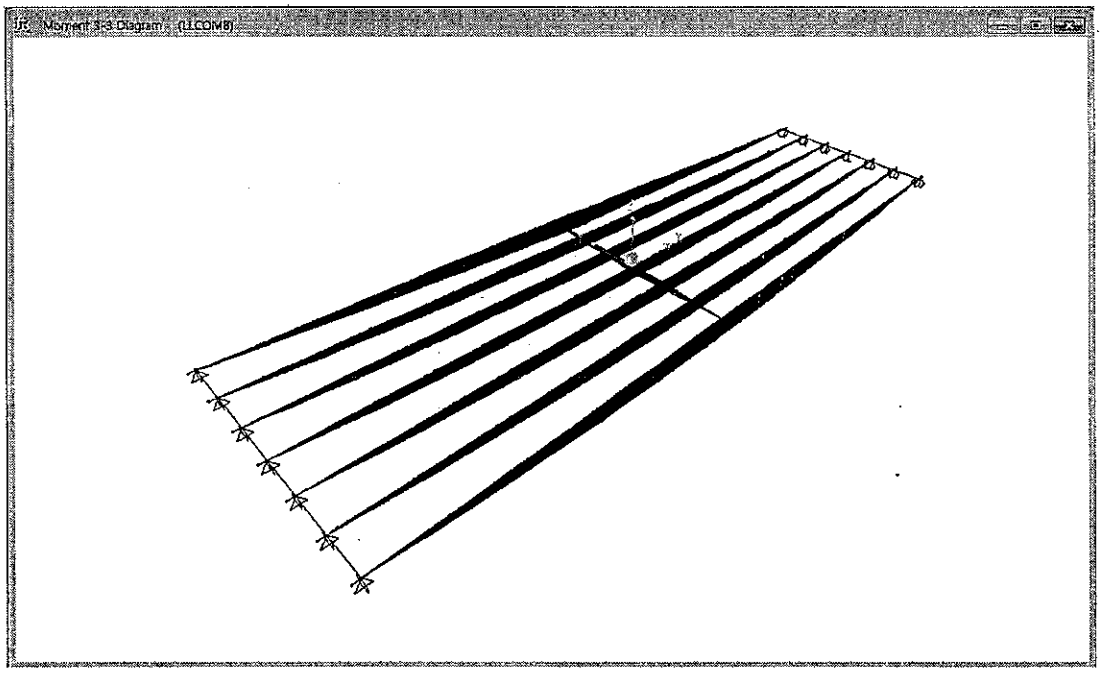
7.7.2 해석결과



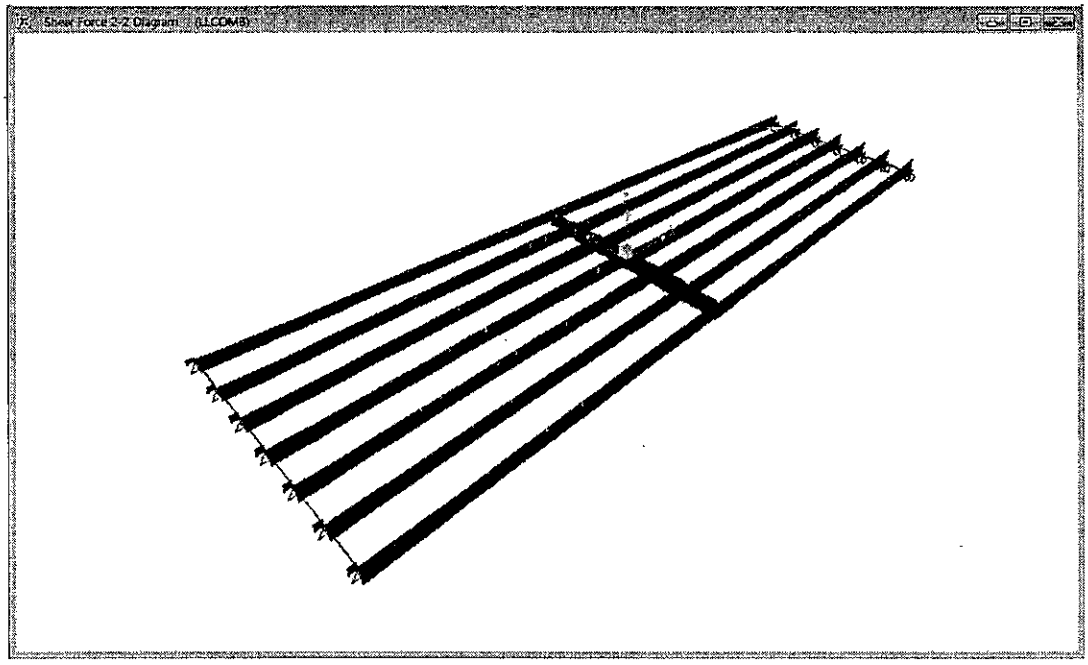
< 합성 후 고정하중에 의한 모멘트 >



< 합성 후 고정하중에 의한 전단력 >



< 활하중에 의한 모멘트 >



< 활하중에 의한 전단력 >

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	4777.0	5133.3	4761.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1625.3	1723.3	1691.0	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4253.1	3566.7	4160.6		
DL 활하중	4591.4	3830.0	4502.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4591.4	3830.0	4502.3		
합 계	19209.2	18902.1	19170.0		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	379.4	397.8	378.1	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	185.1	138.4	190.4	바닥판 합성단면	
DB 활하중	416.6	412.2	401.1		
DL 활하중	426.8	403.5	411.8		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	426.8	412.2	411.8		
합 계	1717.1	1674.2	1706.1		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.608	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	191.756	139.880	110.881	102.606	113.438	142.040	198.569	
ADD	1349.856	1337.925	1308.925	1300.650	1311.482	1340.084	1355.322	
DB1	1.673	5.515	15.251	51.415	112.856	193.914	267.718	
DB2	10.338	25.967	58.511	107.161	155.033	162.684	135.800	
DB3	26.242	66.309	113.510	151.710	142.043	96.931	51.677	
DB4	84.845	129.177	157.054	135.236	86.687	44.558	17.384	
DB5	192.818	185.088	137.978	80.274	36.449	12.936	5.444	
DB12	11.221	27.483	73.297	158.278	267.745	356.598	403.369	
DB13	25.197	67.481	128.084	202.727	254.742	290.793	319.105	
DB14	81.397	129.848	171.370	185.870	198.782	237.426	279.359	
DB15	189.277	185.724	152.284	130.842	148.383	205.602	266.141	
DB23	34.648	91.931	171.788	258.771	297.067	259.591	187.364	
DB24	87.363	153.680	214.711	241.712	241.082	206.131	147.362	
DB25	195.241	209.554	195.604	186.701	190.678	174.281	134.118	
DB34	110.705	195.340	270.504	286.669	228.142	140.573	63.780	
DB35	218.585	251.217	251.420	231.643	177.766	108.751	50.565	
DB45	277.664	314.283	295.010	215.487	123.133	57.492	22.827	
DB123	31.979	84.096	167.920	278.912	368.794	408.126	409.426	
DB124	75.877	139.044	206.159	263.370	318.377	359.934	373.157	
DB125	172.960	189.324	188.975	213.837	273.027	331.277	361.270	
DB134	96.890	176.539	256.367	303.823	306.754	300.933	297.947	
DB135	193.976	226.821	239.206	254.290	261.403	272.272	286.036	
DB145	246.358	283.275	278.354	239.212	211.047	224.308	250.409	
DB234	102.239	197.988	295.383	354.098	344.822	272.772	179.144	
DB235	199.322	248.268	278.199	304.563	299.469	244.110	167.234	
DB245	251.734	304.751	317.375	289.490	249.115	196.147	131.607	
DB345	272.746	342.243	367.579	329.916	237.465	137.137	56.369	
DB1234	82.914	165.599	256.927	333.267	371.865	372.656	349.743	
DB1235	163.817	207.508	242.590	291.996	334.054	348.761	339.807	
DB1245	207.472	254.549	275.223	279.417	292.090	308.787	310.125	
DB1345	224.999	285.810	317.088	313.124	282.400	259.637	247.448	
DB2345	229.465	303.691	349.607	355.028	314.135	236.153	148.422	
DB12345	227.172	304.286	360.365	393.215	398.637	381.500	348.892	
DL1	1.958	6.986	18.574	55.926	114.743	189.333	272.396	
DL2	12.937	28.500	58.345	103.122	148.237	157.890	143.631	
DL3	31.630	67.024	107.499	142.363	133.851	95.610	58.627	
DL4	92.608	126.056	149.185	127.216	83.725	46.586	22.016	

DL5	198.800	181.064	133.992	80.178	38.121	15.223	6.659
DL12	13.841	31.851	76.331	158.652	262.787	347.195	415.820
DL13	32.121	70.273	125.389	197.859	248.394	284.899	330.778
DL14	89.001	128.267	166.510	182.054	197.350	234.373	287.759
DL15	195.137	183.254	151.312	134.976	151.661	202.876	271.814
DL23	44.160	95.429	165.784	245.453	282.078	253.447	202.207
DL24	97.245	152.536	206.359	229.392	231.008	202.831	158.837
DL25	203.392	207.563	191.168	182.321	185.327	171.344	142.937
DL34	123.657	192.860	256.594	269.163	216.725	140.820	74.579
DL35	229.811	247.892	241.437	222.093	171.009	109.329	58.672
DL45	291.408	307.120	283.179	207.398	121.853	61.849	28.687
DL123	40.549	88.883	165.370	270.883	356.988	398.517	427.005
DL124	84.791	139.442	201.363	256.167	310.969	352.816	387.608
DL125	180.330	188.966	187.702	213.805	269.849	324.463	373.242
DL134	108.579	175.768	246.625	291.985	298.114	296.984	311.734
DL135	204.117	225.289	232.960	249.620	256.963	268.635	297.408
DL145	258.469	278.177	270.410	235.600	211.070	223.288	258.985
DL234	115.967	197.585	282.431	334.554	328.382	268.610	195.739
DL235	211.512	247.116	268.808	292.200	287.272	240.269	181.420
DL245	265.878	300.044	306.266	278.217	241.349	194.921	142.993
DL345	289.657	336.359	351.485	313.991	228.485	139.082	67.116
DL1234	94.382	166.469	248.411	320.240	359.562	365.719	366.967
DL1235	173.982	207.729	237.039	284.926	325.281	342.092	355.035
DL1245	219.296	251.843	268.254	273.262	287.005	304.310	323.007
DL1345	239.109	282.091	305.949	303.100	276.291	257.775	259.805
DL2345	245.297	300.312	335.831	338.615	301.539	234.124	163.137
DL12345	243.032	302.131	348.865	380.034	387.407	375.990	366.971
ENV	291.408	342.243	367.579	393.215	398.637	408.126	427.005
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MAX(Σ)	1641.264	1680.167	1676.504	1693.865	1710.120	1748.210	1782.326

8.3.2 S3 시점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.608	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	194.680	138.976	109.277	102.159	112.822	139.816	201.450	
ADD	1352.779	1337.021	1307.321	1300.203	1310.866	1337.860	1358.203	
DB1	1.602	6.049	15.480	51.361	112.244	192.247	269.301	
DB2	10.287	26.743	58.630	107.145	154.725	161.705	137.061	
DB3	26.479	67.120	113.437	151.662	141.956	96.459	52.311	
DB4	85.828	129.552	156.555	135.078	86.719	44.405	17.534	
DB5	194.591	184.548	136.852	79.991	36.538	12.967	5.394	
DB12	11.070	28.782	73.659	158.211	266.824	353.950	406.201	
DB13	25.326	68.829	128.262	202.629	254.042	288.655	321.303	
DB14	82.236	130.783	171.126	185.666	198.212	235.641	281.053	
DB15	190.898	185.747	151.414	130.512	147.871	204.009	267.633	
DB23	34.827	93.531	171.842	258.709	296.671	258.143	189.252	
DB24	88.239	154.890	214.360	241.548	240.816	205.040	148.733	
DB25	196.899	209.852	194.626	186.412	190.471	173.383	135.286	
DB34	111.897	196.538	269.929	286.466	228.100	139.979	64.553	
DB35	220.559	251.502	250.218	231.314	177.782	108.350	51.136	
DB45	280.420	314.118	293.385	215.046	123.254	57.369	22.928	
DB123	32.049	86.007	168.188	278.810	367.887	405.320	412.539	
DB124	76.562	140.627	206.076	263.179	317.586	357.455	375.792	
DB125	174.348	190.086	188.329	213.533	272.288	328.971	363.722	
DB134	97.859	178.111	256.082	303.596	306.163	298.901	300.043	
DB135	195.649	227.572	238.357	253.950	260.865	270.414	287.950	
DB145	248.676	283.643	277.118	238.775	210.626	222.764	251.877	
DB234	103.241	199.807	295.001	353.907	344.504	271.365	180.949	
DB235	201.027	249.266	277.254	304.260	299.205	242.877	168.857	
DB245	254.085	305.366	316.042	289.089	248.968	195.229	132.784	
DB345	275.382	342.847	366.044	329.480	237.519	136.667	57.008	
DB1234	83.662	167.527	256.804	333.072	371.140	370.236	352.414	
DB1235	165.151	208.751	241.996	291.707	333.374	346.486	342.327	
DB1245	209.345	255.474	274.307	279.047	291.507	306.774	312.272	
DB1345	227.109	286.725	316.003	312.724	281.984	257.997	249.147	
DB2345	231.603	304.812	348.442	354.658	313.947	235.034	149.878	
DB12345	229.223	305.819	359.394	392.808	397.990	379.134	351.515	
DL1	1.854	7.670	18.870	55.879	113.970	186.800	276.247	
DL2	12.829	29.506	58.502	103.144	147.849	156.321	146.004	
DL3	31.860	68.064	107.388	142.324	133.729	94.859	59.592	
DL4	94.195	126.415	148.447	126.995	83.769	46.353	22.201	
DL5	202.391	179.969	132.402	79.816	38.250	15.277	6.585	

DL12	13.588	33.538	76.806	158.628	261.625	343.088	422.029
DL13	32.200	71.997	125.598	197.775	247.497	281.611	335.576
DL14	90.343	129.363	166.107	181.796	196.636	231.659	291.694
DL15	198.480	182.898	150.056	134.576	151.033	200.454	275.483
DL23	44.276	97.478	165.831	245.437	281.568	251.128	205.544
DL24	98.570	153.996	205.814	229.206	230.679	201.091	161.292
DL25	206.718	207.571	189.771	181.994	185.084	169.897	145.127
DL34	125.430	194.276	255.740	268.907	216.664	139.886	75.664
DL35	233.586	247.855	239.731	221.695	171.035	108.687	59.492
DL45	296.586	306.384	280.851	206.815	122.025	61.670	28.798
DL123	40.523	91.340	165.700	270.827	355.832	394.145	433.460
DL124	85.803	141.405	201.178	255.963	309.975	348.973	393.251
DL125	183.142	189.622	186.750	213.473	268.933	320.883	378.646
DL134	109.994	177.691	246.162	291.717	297.362	293.866	316.144
DL135	207.333	225.905	231.730	249.225	256.288	265.779	301.579
DL145	262.867	278.194	268.611	235.044	210.561	220.943	262.395
DL234	117.366	199.835	281.840	334.352	327.976	266.368	198.818
DL235	214.713	248.059	267.451	291.871	286.944	238.291	184.259
DL245	270.261	300.390	304.340	277.727	241.186	193.453	145.071
DL345	294.443	336.664	349.280	313.438	228.563	138.338	67.962
DL1234	95.397	168.885	248.173	320.041	358.642	361.953	372.393
DL1235	176.498	209.056	236.162	284.621	324.426	338.545	360.262
DL1245	222.797	252.671	266.903	272.823	286.288	301.189	327.600
DL1345	242.947	282.885	304.366	302.607	275.775	255.258	263.371
DL2345	249.122	301.379	334.142	338.177	301.312	232.337	165.593
DL12345	246.706	303.739	347.431	379.566	386.598	372.306	372.289
ENV	296.586	342.847	366.044	392.808	397.990	405.320	433.460
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MAX(∑)	1649.365	1679.867	1673.365	1693.011	1708.855	1743.180	1791.663

8.3.3 S1 시점측(단위:kN_좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	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	0.000	
합성전	407.608	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	191.756	139.880	110.881	102.606	113.438	142.040	198.569	
ADD	1349.856	1337.925	1308.925	1300.650	1311.482	1340.084	1355.322	
DB1	275.208	195.374	109.595	48.590	13.181	5.014	1.375	
DB2	141.450	166.574	153.347	104.074	55.833	24.181	9.809	
DB3	54.753	100.943	144.357	150.469	110.374	63.110	24.367	
DB4	17.999	47.026	89.680	137.734	156.296	124.813	80.715	
DB5	5.903	14.325	38.830	83.331	140.740	182.308	186.104	
DB12	416.503	361.904	262.775	152.303	68.500	24.647	10.279	
DB13	329.739	296.275	253.781	198.684	122.948	63.459	24.161	
DB14	288.101	241.448	198.571	185.551	168.508	124.523	77.193	
DB15	273.959	208.385	147.497	131.043	152.940	181.968	182.455	
DB23	196.154	267.499	297.699	254.507	166.132	87.175	33.501	
DB24	154.236	212.566	242.460	241.151	211.262	147.568	82.670	
DB25	140.095	179.504	191.388	186.666	195.697	205.015	187.933	
DB34	88.057	147.134	233.521	287.956	266.617	187.799	104.741	
DB35	53.919	114.093	182.450	233.448	251.047	245.240	209.980	
DB45	23.902	61.350	128.509	221.063	297.014	307.119	266.817	
DB123	424.066	416.550	366.419	272.468	160.907	78.869	30.572	
DB124	386.123	367.025	316.667	260.285	201.165	132.672	71.556	
DB125	373.382	337.280	270.712	211.242	187.151	184.377	166.300	
DB134	308.566	308.156	308.651	302.403	250.973	168.862	91.398	
DB135	295.822	278.410	262.675	253.361	236.980	220.569	186.143	
DB145	258.555	229.117	213.007	241.666	278.261	276.004	236.547	
DB234	188.086	282.148	348.138	352.474	289.480	189.620	96.343	
DB235	175.342	252.401	302.161	303.428	275.462	241.320	191.063	
DB245	138.080	203.132	252.496	291.735	316.764	296.734	241.465	
DB345	60.520	144.261	244.459	333.854	366.575	332.951	261.334	
DB1234	362.807	381.551	372.156	329.763	250.399	157.883	77.901	
DB1235	352.202	356.765	333.847	288.884	238.740	200.964	156.854	
DB1245	321.138	315.705	292.456	279.149	273.141	247.161	198.839	
DB1345	256.527	266.648	285.782	314.250	314.657	277.324	215.390	
DB2345	156.120	244.981	318.694	355.956	346.749	294.603	219.488	
DB12345	362.195	391.419	400.746	392.003	355.934	294.486	217.119	
DL1	279.082	191.510	111.933	53.585	16.745	6.359	1.595	
DL2	148.933	162.166	146.619	100.516	55.954	26.688	12.251	
DL3	61.787	99.603	135.957	141.182	104.897	64.035	30.378	
DL4	22.851	49.053	86.355	129.409	148.418	121.685	88.633	

DL5	7.247	16.657	40.278	82.726	136.415	177.819	192.724
DL12	427.761	353.586	258.271	153.588	71.898	28.918	12.617
DL13	340.637	291.071	247.657	194.268	120.854	66.307	30.756
DL14	295.842	239.101	197.189	181.895	163.761	122.939	84.855
DL15	278.980	206.418	150.972	135.136	151.789	179.038	188.832
DL23	210.656	261.714	282.561	241.659	160.881	90.726	42.633
DL24	165.483	209.638	232.062	229.005	203.182	146.410	92.565
DL25	148.621	176.955	185.845	182.249	191.216	202.519	196.587
DL34	79.007	147.330	221.506	270.161	253.160	185.395	117.726
DL35	62.145	114.647	175.289	223.404	241.194	241.505	221.748
DL45	30.101	65.714	126.639	212.173	284.839	299.510	281.363
DL123	440.574	407.868	354.843	265.296	159.149	83.692	38.708
DL124	399.614	360.863	309.335	253.673	196.758	133.045	80.406
DL125	384.408	331.462	267.728	211.606	185.960	183.562	173.991
DL134	321.786	304.821	299.856	290.718	241.719	168.118	103.023
DL135	306.614	275.393	258.253	248.658	230.964	218.651	196.660
DL145	266.647	228.768	212.873	237.777	270.124	270.473	249.224
DL234	204.473	278.264	331.243	333.130	277.206	189.271	110.004
DL235	189.309	248.869	289.635	291.024	266.397	239.744	203.575
DL245	149.336	202.240	244.224	280.150	305.605	291.619	256.202
DL345	71.542	146.169	234.744	317.193	350.564	326.691	278.819
DL1234	379.278	375.403	359.780	317.262	242.565	158.802	89.232
DL1235	366.629	350.888	325.106	282.183	233.587	200.880	167.237
DL1245	333.334	312.023	287.289	273.106	266.230	244.082	211.067
DL1345	268.487	265.301	279.349	303.980	303.721	273.320	229.929
DL2345	170.749	243.208	305.496	339.303	333.267	290.928	235.710
DL12345	379.608	386.702	389.251	378.952	344.819	291.985	233.265
ENV	440.574	416.550	400.746	392.003	366.575	332.951	281.363
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MAX(∑)	1790.430	1754.474	1709.671	1692.652	1678.058	1673.036	1636.685

8.3.4 S3 시점측(단위:kN_좌측편재하)

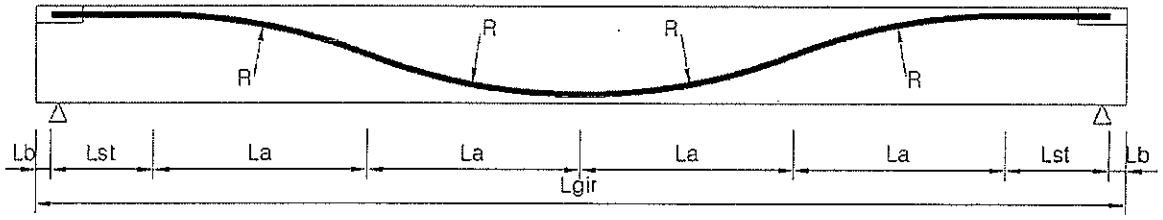
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	407.608	447.552	447.552	447.552	447.552	447.552	406.260	
합성후	194.680	138.976	109.277	102.159	112.822	139.816	201.450	
ADD	1352.779	1337.021	1307.321	1300.203	1310.866	1337.860	1358.203	
DB1	277.302	194.128	108.080	48.234	13.287	5.115	1.314	
DB2	142.929	166.474	152.498	103.842	55.901	24.146	9.815	
DB3	55.370	101.563	144.063	150.362	110.374	62.861	24.678	
DB4	18.073	47.856	89.701	137.709	156.130	124.147	81.628	
DB5	5.815	15.016	39.006	83.307	140.311	181.065	187.542	
DB12	420.055	360.548	260.409	151.716	68.679	24.710	10.195	
DB13	332.426	295.640	251.969	198.222	123.059	63.311	24.381	
DB14	290.211	241.061	197.094	185.176	168.458	123.983	77.990	
DB15	275.900	207.870	146.184	130.670	152.628	180.854	183.769	
DB23	198.247	268.020	296.555	254.170	166.202	86.894	33.817	
DB24	155.730	213.343	241.648	240.902	211.179	146.917	83.555	
DB25	141.420	180.154	190.741	186.419	195.351	203.790	189.335	
DB34	68.729	148.615	233.268	287.829	266.449	186.889	105.947	
DB35	54.423	115.447	182.361	233.324	250.617	243.756	211.702	
DB45	23.887	62.871	128.706	221.014	296.418	305.209	269.167	
DB123	427.815	415.888	364.024	271.844	161.068	78.705	30.775	
DB124	389.317	366.600	314.569	259.742	201.196	132.195	72.265	
DB125	376.423	336.741	268.762	210.701	186.945	183.383	167.473	
DB134	311.020	308.365	307.056	301.970	250.928	168.152	92.395	
DB135	298.124	278.504	261.228	252.930	236.698	219.342	187.606	
DB145	260.352	229.429	211.862	241.312	277.828	274.407	238.535	
DB234	189.986	283.405	347.143	352.154	289.405	188.810	97.419	
DB235	177.090	253.543	301.313	303.110	275.151	239.993	192.604	
DB245	139.322	204.491	251.951	291.495	316.302	295.038	243.532	
DB345	61.024	146.254	244.416	333.724	366.037	331.022	263.690	
DB1234	365.930	381.662	370.187	329.231	250.425	157.299	78.724	
DB1235	355.199	356.780	332.002	288.353	238.569	199.949	158.065	
DB1245	323.714	315.902	290.862	278.683	272.844	245.838	200.488	
DB1345	258.487	267.373	284.607	313.876	314.297	275.806	217.279	
DB2345	157.619	246.579	318.018	355.677	346.364	293.002	221.444	
DB12345	365.234	392.081	398.931	391.457	355.637	292.975	219.001	
DL1	283.910	189.311	109.883	53.145	16.899	6.496	1.507	
DL2	151.654	161.766	145.389	100.208	56.054	26.643	12.248	
DL3	62.675	100.342	135.522	141.041	104.888	63.642	30.781	
DL4	22.883	50.119	86.374	129.416	148.199	120.610	90.155	
DL5	7.105	17.556	40.511	82.729	135.880	175.863	195.722	

DL12	435.281	350.973	254.989	152.839	72.156	29.020	12.487
DL13	346.325	289.598	245.168	193.687	121.003	66.062	31.032
DL14	300.570	238.021	195.182	181.470	163.708	122.051	86.184
DL15	283.515	205.184	149.185	134.709	151.419	177.271	191.631
DL23	214.265	262.055	280.897	241.209	160.973	90.287	43.033
DL24	168.102	210.382	230.875	228.714	203.084	145.362	93.973
DL25	151.047	177.545	184.879	181.956	190.801	200.593	199.465
DL34	79.843	149.195	221.118	270.034	252.933	183.943	119.616
DL35	62.789	116.359	175.122	223.275	240.650	239.173	225.108
DL45	29.991	67.680	126.891	212.182	284.084	296.479	285.885
DL123	448.142	406.183	351.497	264.495	159.374	83.430	38.954
DL124	406.267	359.549	306.417	253.017	196.821	132.262	81.524
DL125	390.888	330.011	265.009	210.948	185.738	181.988	176.432
DL134	326.835	304.517	297.656	290.209	241.665	166.970	104.574
DL135	311.490	274.951	256.252	248.148	230.625	216.713	199.534
DL145	270.686	228.668	211.309	237.405	269.593	267.924	253.088
DL234	207.624	279.602	329.782	332.741	277.112	187.979	111.628
DL235	192.288	250.068	288.373	290.633	266.017	237.662	206.520
DL245	151.477	203.782	243.398	279.898	305.032	288.927	260.139
DL345	72.080	148.719	234.637	317.089	349.875	323.635	283.189
DL1234	385.485	374.865	357.021	316.609	242.613	157 859	90.460
DL1235	372.692	350.235	322.513	281.529	233.397	199.277	169.567
DL1245	338.698	311.656	285.059	272.568	265.879	241.971	214.223
DL1345	272.515	265.775	277.718	303.565	303.273	270.905	233.446
DL2345	173.196	245.049	304.481	338.988	332.786	288.394	239.286
DL12345	385.635	386.891	386.694	378.308	344.463	289.584	236.716
ENV	448.142	415.888	398.931	391.457	366.037	331.022	285.885
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MAX(Σ)	1800.921	1752.909	1706.252	1691.660	1676.903	1668.881	1644.088

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

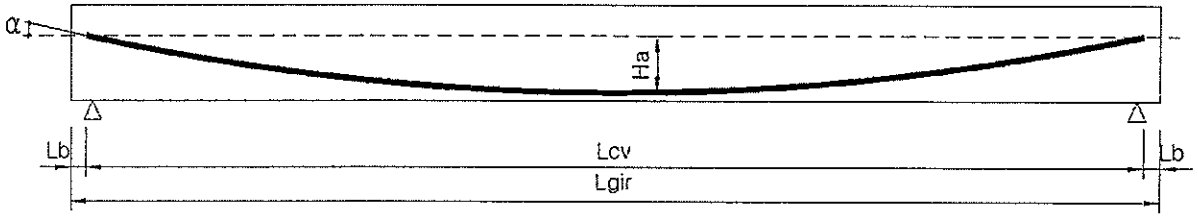
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 281832 N

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

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

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 249781 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)

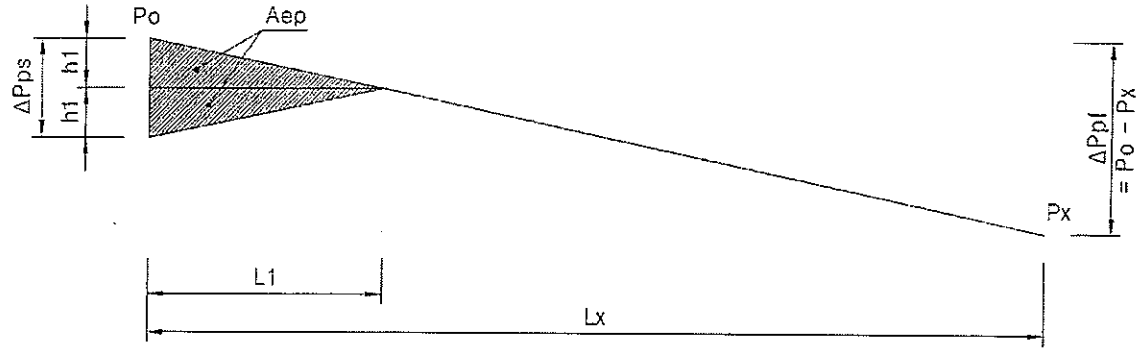
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = Po - Px = Po · [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	442164
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	415231
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	388002
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	360562

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	5084	1508400	17.225	175144	0
C2	24.565	5084	1508400	17.225	175144	0
T1	24.724	11399	1165080	10.110	230484	0
T2	24.636	17948	2496600	11.794	423357	0
T3	24.599	16880	2496600	12.162	410571	0
T4	24.576	15788	2496600	12.575	397072	0
T5	24.565	14678	2496600	13.042	382853	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	3060000	-442164	0	2617836	-1.002517	4
T3	3060000	-415231	0	2644769	-1.002517	1
T4	3060000	-388002	0	2671998	-1.002517	2
T5	3060000	-360562	0	2699438	-1.002517	3

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	5.649	17.066	-2.350	14.716	101.246	210.642
T4	5.708	11.358	-2.350	9.008	61.978	128.945
T5	5.766	5.592	-2.350	3.242	22.307	46.411
T2	5.592	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-33.633
Σ	22.715	34.016	-9.399	24.617	169.365	352.365

Δfpe의 평균치 : 42.341 MPa

ΔPpe의 평균치 : 88.091 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	-700000	124891	0	0	-575109	1.34748	-774950
C2	-700000	124891	0	0	-575109	1.34748	-774950
PS강봉 소계(압축)					-1150219	1.34748	-1549901
T1	1400000	-281832	0	0	1118168	-1.01252	-1132163
T2	3060000	-442164	0	33633	2651469	-1.00252	-2658141
T3	3060000	-415231	0	-210642	2434127	-1.00252	-2440252
T4	3060000	-388002	0	-128945	2543053	-1.00252	-2549453
T5	3060000	-360562	0	-46411	2653027	-1.00252	-2659704
PS강연선 소계(인장)					11399844	-1.00383	-11439714

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	-1150	1.347	-1549.90	
	강선	gs	11400	-1.004	-11439.71	
합성전 고정하중		bl			4777.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1625.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4591.40	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10250 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1150}{0.002514} = 457.525 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11400}{0.0092929} = -1226.726 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10250}{1.011} + \frac{-12990}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.688	26.852	457.525	-1226.726	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4777.00}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			7.463	-5.406	44.312	-31.026	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1625.30}{1.80453} \cdot y$$

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	1.275	1.035	1.035	-1.565	0.910	-1.441	
fal	MPa	1.033	0.839	0.932	-1.410	5.305	-8.404	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4591.4 + 0}{1.80453} \cdot y$$

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	1.275	1.035	1.035	-1.565	0.910	-1.441	
fll	MPa	2.919	2.370	2.633	-3.982	14.987	-23.740	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.5328} + n \cdot \frac{487.5}{1.8045} \cdot y$$

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	1.275	1.035	1.035	-1.565	0.910	-1.441	
fsh	MPa	0.111	0.053	0.059	-0.644	0.163	3.949	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.61 - 7 \times 6.09 = 144.656$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.02 + -9.41 = 15.61$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.79 + -1.30 = -6.09$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10250}{1.011} + \frac{-12990}{0.87631} \quad -1.004 = 25.018 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4777}{0.96511} \quad -0.968 = -4.792 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1625}{1.80453} \quad -1.441 = -1.298 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -144.656 \times 0.0093 = -1344.273$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1344.273}{1.5328} + n \cdot \frac{1937.392}{1.8045} \cdot y$$

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	1.275	1.035	1.035	-1.565	0.910	-1.441	
fcr	MPa	0.443	0.211	0.234	-2.557	0.646	15.695	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 457.53\ + 44.31\ + 5.31\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.214\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.214 \times 0.0025 = -38.249\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.249}{1.5328} + n \cdot \frac{-34.800}{1.8045} \cdot y$$

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	1.275	1.035	1.035	-1.565	0.910	-1.441	
frgb	MPa	-0.045	-0.040	-0.045	0.005	-0.275	0.018	

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	Δ fpf	Δ fpe	Δ fsh	Δ fcr	Δ frgs
T1	0.000971	290.279	0.000	36.400	144.656	5.628
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	144.656	9.454
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	144.656	22.101
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	144.656	19.090
T5	0.002081	173.3054	-22.307	36.400	144.656	16.047
Σ	0.009293	1062.189	-169.365	182.000	723.280	72.319
avg	0.001859	212.438	-33.873	36.400	144.656	14.464

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.464 \times 0.0093 = -134.41\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.41}{1.5328} + n \cdot \frac{193.72}{1.8045} \cdot y$$

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	1.275	1.035	1.035	-1.565	0.910	-1.441	
frgs	MPa	0.044	0.021	0.023	-0.256	0.065	1.569	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 9.6511E+11 / 27804.0636 \times 2137881600 = 501.554$

$B = 1 + m = 1 + 501.554 = 502.554$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 501.554 \times 0.12 = -58.679$ m

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

$= 2.274 + 0.888 + 501.554 \times 0.005 + 501.554 \times 0.014$

$= 12.791$

$P = (1383.68 + 1163.14438) / 2 \times (138.7 \times 67)$

$= 11833692$ 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)

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

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

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

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

$= -1475175.335$ N

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

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

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

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

$= -176542.423$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 104571.061$ N

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

$= 12209.807$ 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

$= 3.285$ MPa

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

$= 3.339$ MPa

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

$= -5.108$ MPa

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

$= 1.360$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.216$ MPa

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

$= -0.254$ MPa

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

$= 0.362$ MPa

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

$= -0.096$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	3.285	3.339	-5.108	1.360	-4.684	1.206	
fsh2	MPa	-0.216	-0.254	0.362	-0.096	0.332	-0.085	
f2	MPa	3.069	3.085	-4.746	1.264	-4.353	1.121	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1150	1.347	-1549.90	
	강선	gs	11400	-1.004	-11439.71	
합성전 고정하중		bl			5133.30	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1723.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3830.00	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10250 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1150}{0.002514} = 457.525 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11400}{0.0092929} = -1226.726 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10250}{1.011} + \frac{-12990}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.688	26.852	457.525	-1226.726	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5133.30}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			8.020	-5.809	47.617	-33.340	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1723.30}{1.82343} \cdot y$$

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	1.264	1.024	1.024	-1.576	0.899	-1.452	
fal	MPa	1.075	0.871	0.968	-1.489	5.502	-8.883	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3830 + 0}{1.82343} \cdot y$$

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	1.264	1.024	1.024	-1.576	0.899	-1.452	
fll	MPa	2.390	1.936	2.151	-3.310	12.227	-19.743	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.547} + n \cdot \frac{487.5}{1.8234} \cdot y$$

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	1.264	1.024	1.024	-1.576	0.899	-1.452	
fsh	MPa	0.107	0.050	0.055	-0.640	0.141	3.929	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.61 - 7 \times 6.51 = 141.706$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25 + -9.41 = 15.61$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.15 + -1.36 = -6.51$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10250}{1.011} + \frac{-12990}{0.87631} \quad -1.004 = 25.018 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5133}{0.96511} \quad -0.968 = -5.150 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1723}{1.82343} \quad -1.441 = -1.362 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -141.706 \times 0.0093 = -1316.858$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1316.858}{1.5470} + n \cdot \frac{1897.881}{1.8234} \cdot y$$

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	1.264	1.024	1.024	-1.576	0.899	-1.452	
fcr	MPa	0.418	0.193	0.215	-2.491	0.548	15.294	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 457.53\ + 47.62\ +\ 5.50\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.319\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.319 \times 0.0025 = -38.513\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.513}{1.5470} + n \cdot \frac{-35.040}{1.8234} \cdot y$$

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	1.264	1.024	1.024	-1.576	0.899	-1.452	
frgb	MPa	-0.044	-0.040	-0.045	0.005	-0.273	0.019	

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	290.279	0.000	36.400	141.706	5.775
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	141.706	9.601
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	141.706	22.249
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	141.706	19.238
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	141.706	16.194
Σ	0.009293	1062.189	-169.365	182.000	708.529	73.057
avg	0.001859	212.438	-33.873	36.400	141.706	14.611

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.611 \times 0.0093 = -135.78\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-135.78}{1.5470} + n \cdot \frac{195.69}{1.8234} \cdot y$$

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	1.264	1.024	1.024	-1.576	0.899	-1.452	
frgs	MPa	0.043	0.020	0.022	-0.257	0.057	1.577	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00229962 = 466.277$

$B = 1 + m = 1 + 466.277 = 467.277$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 466.277 \times 0.12 = -54.445\ m$

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

$= 2.274 + 0.888 + 466.277 \times 0.005 + 466.277 \times 0.014$

$= 12.114$

$P = (1383.68 + 1166.30555) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11848380\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1597014.283\ N$

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

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

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

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

$= -191290.949\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 107647.066\ N$

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

$= 12542.641\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 3.315$ MPa

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

$= 3.352$ MPa

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

$= -5.530$ MPa

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

$= 1.473$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.205$ MPa

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

$= -0.244$ MPa

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

$= 0.372$ MPa

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

$= -0.099$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	3.315	3.352	-5.530	1.473	-5.071	1.306	
fsh2	MPa	-0.205	-0.244	0.372	-0.099	0.341	-0.088	
f2	MPa	3.110	3.107	-5.158	1.374	-4.730	1.218	

10.3 G7거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1150	1.347	-1549.90	
	강선	gs	11400	-1.004	-11439.71	
합성전 고정하중		bl			4761.20	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1691.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4502.30	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10250 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1150}{0.002514} = 457.525 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11400}{0.0092929} = -1226.726 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10250}{1.011} + \frac{-12990}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.688	26.852	457.525	-1226.726	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4761.20}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			7.439	-5.388	44.166	-30.923	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1691.00}{1.84866} \cdot y$$

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	1.250	1.010	1.010	-1.590	0.885	-1.466	
fal	MPa	1.029	0.831	0.924	-1.454	5.241	-8.682	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4502.3 + 0}{1.84866} \cdot y$$

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	1.250	1.010	1.010	-1.590	0.885	-1.466	
fll	MPa	2.740	2.214	2.460	-3.872	13.954	-23.115	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.5665} + n \cdot \frac{487.5}{1.8487} \cdot y$$

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	1.250	1.010	1.010	-1.590	0.885	-1.466	
fsh	MPa	0.102	0.045	0.050	-0.635	0.113	3.901	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.61 - 7 \times 6.09 = 144.625$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.02 + -9.41 = 15.61$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.78 + -1.32 = -6.09$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10250}{1.011} + \frac{-12990}{0.87631} \quad -1.004 = 25.018 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{3216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4761}{0.96511} \quad -0.968 = -4.776 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1691}{1.84866} \quad -1.441 = -1.318 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -144.625 \times 0.0093 = -1343.988$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1343.988}{1.5665} + n \cdot \frac{1936.981}{1.8487} \cdot y$$

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	1.250	1.010	1.010	-1.590	0.885	-1.466	
fcr	MPa	0.407	0.180	0.200	-2.524	0.449	15.499	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\quad 457.53 \quad + \quad 44.17 \quad + \quad 5.24 \quad) \times \quad 0.03 \quad = \quad 15.208 \quad Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = \quad -15.208 \quad \times \quad 0.0025 \quad = \quad -38.233 \quad kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.233}{1.5665} + n \cdot \frac{-34.785}{1.8487} \cdot y$$

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	1.250	1.010	1.010	-1.590	0.885	-1.466	
frgb	MPa	-0.043	-0.039	-0.043	0.006	-0.266	0.021	

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	290.279	0.000	36.400	144.625	5.629
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	144.625	9.455
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	144.625	22.103
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	144.625	19.092
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	144.625	16.048
Σ	0.009293	1062.189	-169.365	182.000	723.126	72.327
avg	0.001859	212.438	-33.873	36.400	144.625	14.465

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = \quad -14.465 \quad \times \quad 0.0093 \quad = \quad -134.43 \quad kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.43}{1.5665} + n \cdot \frac{193.74}{1.8487} \cdot y$$

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	1.250	1.010	1.010	-1.590	0.885	-1.466	
frgs	MPa	0.041	0.018	0.020	-0.252	0.045	1.550	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00229962 = 466.277$

$B = 1 + m = 1 + 466.277 = 467.277$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 466.277 \times 0.12 = -54.445\ m$

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

$= 2.274 + 0.888 + 466.277 \times 0.005 + 466.277 \times 0.014$

$= 12.114$

$P = (1383.68 + 1163.17723) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11833845\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1514946.252\ N$

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

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

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

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

$= -181113.326\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 107647.066\ N$

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

$= 12542.641\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 3.127$ MPa

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

$= 3.198$ MPa

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

$= -5.245$ MPa

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

$= 1.397$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.205$ MPa

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

$= -0.244$ MPa

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

$= 0.372$ MPa

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

$= -0.099$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	3.127	3.198	-5.245	1.397	-4.810	1.238	
fsh2	MPa	-0.205	-0.244	0.372	-0.099	0.341	-0.088	
f2	MPa	2.922	2.953	-4.873	1.298	-4.469	1.151	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

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			-11.688	26.852	457.525	-1226.726	
계				2.117	16.281	457.525	-1226.726	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.463	-5.406	44.312	-31.026	
4	fal	1.033	0.839	0.932	-1.410	5.305	-8.404	
5	fll	2.919	2.370	2.633	-3.982	14.987	-23.740	
6	fsh	0.111	0.053	0.059	-0.644	0.163	3.949	
7	fcr	0.443	0.211	0.234	-2.557	0.646	15.695	
8	frgb	-0.045	-0.040	-0.045	0.005	-0.275	0.018	
9	frgs	0.044	0.021	0.023	-0.256	0.065	1.569	
10	f2	3.069	3.085	-4.746	1.264	-4.353	1.121	
계		7.576	6.538	8.670	3.296	518.375	-1267.543	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-575.109	-575.109	1118.168	2651.469	2434.127	2543.053	±2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	±0.0021
fps	(MPa)	-457.525	-457.525	1151.682	1274.438	1169.972	1222.328	±1275.187
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~G6거더 응력산출

1) G2~G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.843

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			-11.688	26.852	457.525	-1226.726	
계				2.117	16.281	457.525	-1226.726	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.020	-5.809	47.617	-33.340	
4	fal	1.075	0.871	0.968	-1.489	5.502	-8.883	
5	fll	2.390	1.936	2.151	-3.310	12.227	-19.743	
6	fsh	0.107	0.050	0.055	-0.640	0.141	3.929	
7	fcr	0.418	0.193	0.215	-2.491	0.548	15.294	
8	frgb	-0.044	-0.040	-0.045	0.005	-0.273	0.019	
9	frgs	0.043	0.020	0.022	-0.257	0.057	1.577	
10	f2	3.110	3.107	-5.158	1.374	-4.730	1.218	
계		7.099	6.138	8.346	3.664	518.614	-1266.655	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-575.109	-575.109	1118.168	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-457.525	-457.525	1151.682	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
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 G7거더 응력산출

1) G7거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

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			-11.688	26.852	457.525	-1226.726	
계				2.117	16.281	457.525	-1226.726	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.439	-5.388	44.166	-30.923	
4	fal	1.029	0.831	0.924	-1.454	5.241	-8.682	
5	fll	2.740	2.214	2.460	-3.872	13.954	-23.115	
6	fsh	0.102	0.045	0.050	-0.635	0.113	3.901	
7	fcr	0.407	0.180	0.200	-2.524	0.449	15.499	
8	frgb	-0.043	-0.039	-0.043	0.006	-0.266	0.021	
9	frgs	0.041	0.018	0.020	-0.252	0.045	1.550	
10	f2	2.922	2.953	-4.873	1.298	-4.469	1.151	
계		7.197	6.203	8.293	3.458	516.757	-1267.325	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-575.109	-575.109	1118.168	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-457.525	-457.525	1151.682	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
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	4777.00	30891	0.9651	40.07
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.8045	7.75
프리스트레스 도입직후	-12989.61	30891	0.8763	-120.01
프리스트레스 손실	2248.61	30891	1.8045	10.09
활하중	4591.40	30891	1.8045	20.60

(2) G2~G6 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	5133.30	30891	0.9651	43.06
합성후 고정하중	1723.30	30891	1.8234	7.97
프리스트레스 도입직후	-12989.61	30891	0.8763	-120.01
프리스트레스 손실	2248.61	30891	1.8045	10.09
활하중	3830.00	30891	1.8045	17.18

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

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

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

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

= 1.718 × 0.48 = 0.825

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

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

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

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

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

= 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 + -120.01) = -36.39 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

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

= 1.134 × (75.90 + 40.07 + 7.75 + -109.92)

= 15.65 mm

(4) G2~G6 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

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

= 0.825 × (75.90 + -120.01) = -36.39 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

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

= 1.134 × (75.90 + 43.06 + 7.97 + -109.92)

= 19.29 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G6 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-44.11	-44.11	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-80.50	-80.50	
바닥판 타설 후	-40.42	-37.43	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-6.93	-0.09	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{ps}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	20.60	17.18	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

δv = 20.60 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G6 거더

δv = 17.18 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 28874650.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2128.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	2716.0	mm			
Ap1 =	0.0092929	m^2	=	9292.9 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001608

4) PS강재의 응력계산(도로교설계기준, 2010, p.4-107)

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

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1829.8 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 348.2 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 348.2 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.109

qp (=0.109) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 49323.62 kN · m

Φ · Mn (=49323.624) > Mu (=28874.65) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -33333.476 kN · m

fpe = 22.572 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

1.2 · Mcr (=-33333.476 < Φ · Mn (=49323.624) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G7 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	725.88	5.54
합성전	379.40	1.54
합성후	185.06	6.24
활하중	426.79	19.07

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2595.0 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) = 11785.4 kN · m

fpe = 22.572 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 51.11 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 × VI = 1651.40 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 382012.25 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 382012.25 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10278400 N = 10278.40 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9897035 / 1010953 = 9.790 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8746816 × 0.2675 = 2339350.46 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10278.4 kN

3) øVc = 0.80 × 10278.4 = 8222.7 kN

1/2 øVc = 4,111.360 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G7 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	370.98	204.79
합성후	179.82	92.62
활하중	418.91	219.28

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2521.2 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 1170.4 kN · m

fpe = 22.572 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 858.09 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 = 1616.70 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 23031.92 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 23031.92 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4324112.81 N = 4324.11 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9897035 / 1010953 = 9.790 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8746816 × 0.2675 = 2339350.46 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4324.1 kN

3) øVc = 0.80 × 4324.1 = 3459.3 kN

1/2 øVc = 1,729.645 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 G7 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	236.35	2922.60
합성후	93.33	1315.00
활하중	305.45	2866.20

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1609.7 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) = 11785.4 kN · m

fpe = 22.572 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 11671.21 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 × Vl = 1085.30 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1630.89 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 1630.89 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4324112.81 N = 4324.11 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9897035 / 1010953 = 9.790 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8746816 × 0.2675 = 2339350.46 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1630.9 kN

3) øVc = 0.80 × 1630.9 = 1304.7 kN

1/2 øVc = 652.356 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 - ϕV_c) S / (ϕ f_y d)

= (1609.7 - 1304.7) × 400

/ (0.80 × 300 × 2080.00)

= 244.42 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 244.42 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.093$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.426 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 617700$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.093 \times 617700 = 57446.1$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 57446.1 / (2.128 \times 0.80)$

$= 0.067$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.236$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.51072 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 740544$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.236 \times 740544 = 174768.384$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 174768.384 / (2.128 \times 0.80)$

$= 0.205$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 1290.3 \times 1000 / (0.800 \times 2.272) = 0.710$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

$dp = 2.840 - 0.700 = 2.140$ m $\leq 0.8 \times 2.8 = 2.272$ m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 426.8 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.235 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 0.710 + 2.15 x 0.235

= 1.428 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(0.710 + 0.235 + 0.067)

= 1.316 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.067 + 0.205)

= 0.354 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

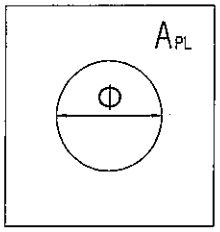
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

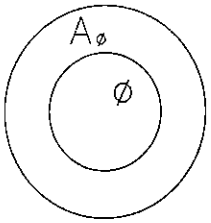
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,060,000	2,651,469	2,228,869
T3	3,060,000	2,434,127	2,046,167
T4	3,060,000	2,543,053	2,137,733
T5	3,060,000	2,653,027	2,230,179

* 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	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/15연선	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	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T3	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T4	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T5	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	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	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/15연선	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	15.2/15연선	2,651,469	0.107	24.8	33.9	O.K
T3	15.2/15연선	2,434,127	0.107	22.7	33.9	O.K
T4	15.2/15연선	2,543,053	0.107	23.7	33.9	O.K
T5	15.2/15연선	2,653,027	0.107	24.8	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) = 12240000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 12240000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 12240000 × sin 0.13771

= 2861184.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2861184.69 / (0.8 × 300.0) = 14305.9 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 안됨.
(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 × 2861184.690 = 57223.694 N

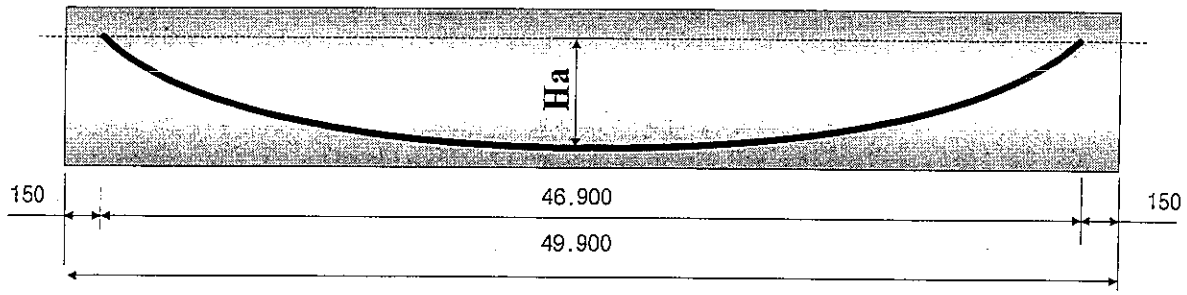
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 57223.694 / 180 = 317.909 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	0.0020805	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0020805	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0020805	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0020805	200000	0.125	49.131	0.01018

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 등시 긴장시 한쪽 ···작략임.)

(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	-700.00	-575.11	49.130	-124.595
C2	5	-700.00	-575.11	49.130	-124.595
T1	5	1400.00	1118.17	49.449	320.631
T2	4	3060.00	2651.47	49.273	338.165
T3	1	3060.00	2434.13	49.199	324.806
T4	2	3060.00	2543.05	49.151	330.926
T5	3	3060.00	2653.03	49.131	337.282

S4

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용·응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

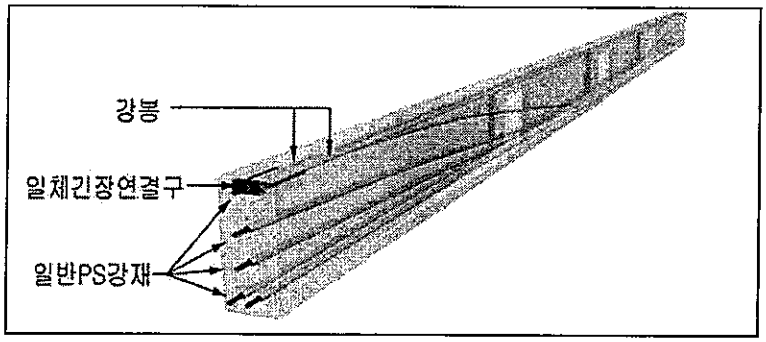
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

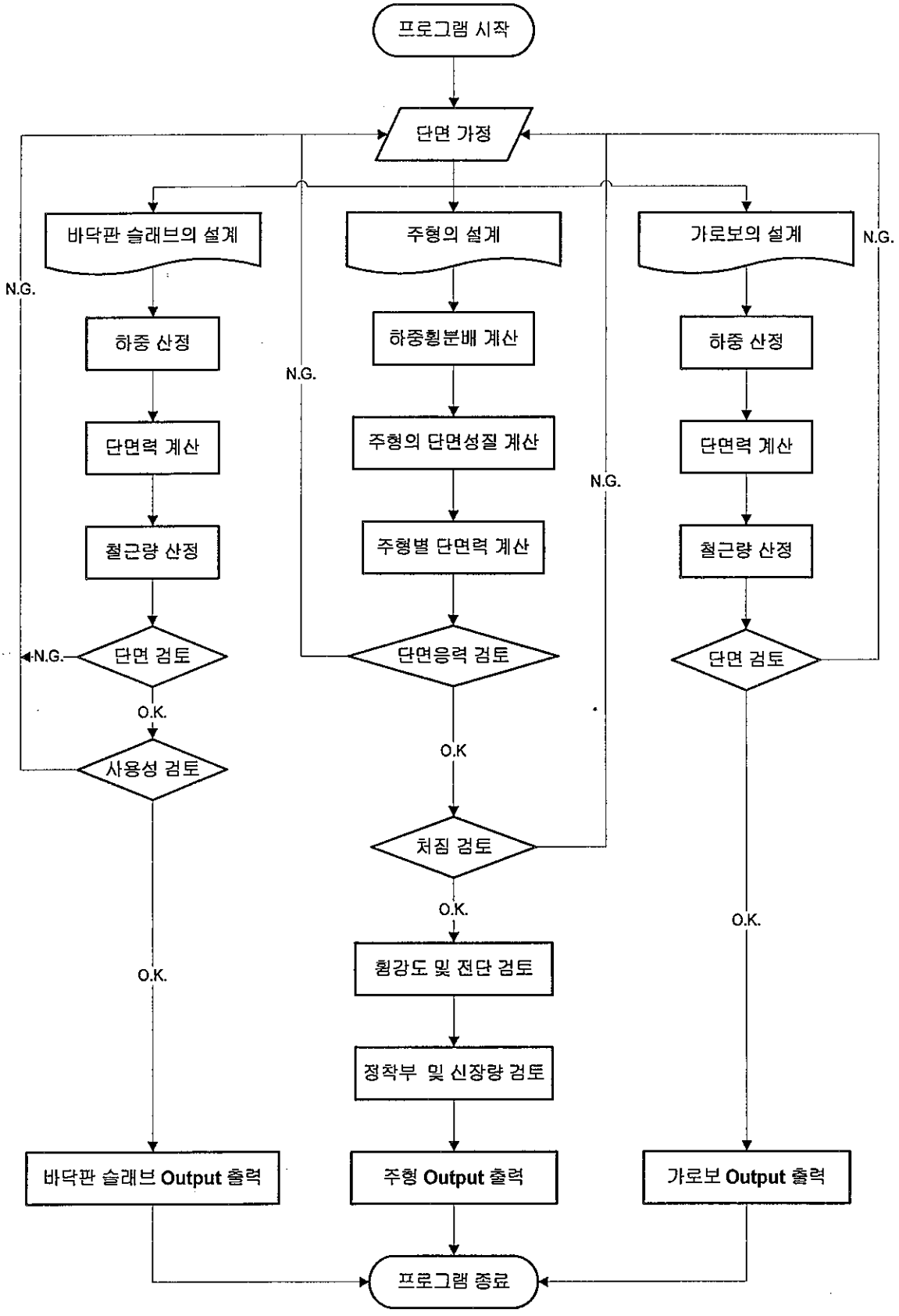
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
N.G.
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
N.G.
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 병천천교 옥산방향 S4
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m

(2) 거 더 전 장 : 39.900 m

(3) 설 계 지 간 : 39.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 12.455 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25× √fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

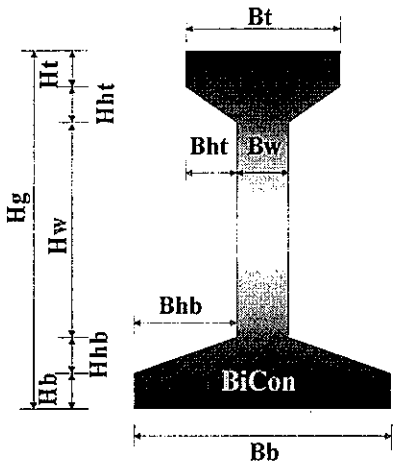
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 ㎜

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

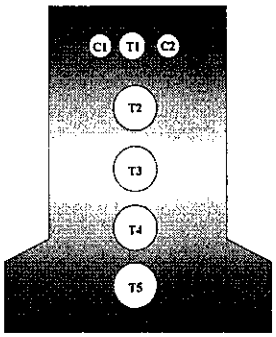
Hg	1800 ㎜
Ht	180 ㎜
Hb	300 ㎜
Hht	150 ㎜
Hhb	200 ㎜
Hw	970 ㎜
Bt	800 ㎜
Bb	1100 ㎜
Bw	200 ㎜
Bht	300 ㎜
Bhb	450 ㎜

(3) 중간가로보수 : 1 EA

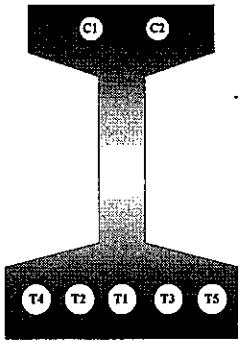
(4) 단부블록크기 : 600 ㎜

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : ㎜

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40㎜	40㎜	7EA	17EA	17EA	17EA	0EA
쉬스관외경		55㎜	55㎜	70㎜	105㎜	105㎜	105㎜	0㎜
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	0kN
단부 좌표	Y	-105㎜	105㎜	0㎜	0㎜	0㎜	0㎜	0㎜
	Z	1675㎜	1675㎜	1675㎜	1270㎜	760㎜	250㎜	0㎜
중앙부 좌 표	Y	-105㎜	105㎜	0㎜	0㎜	-250㎜	250㎜	0㎜
	Z	1675㎜	1675㎜	275㎜	125㎜	125㎜	125㎜	0㎜

※ 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.

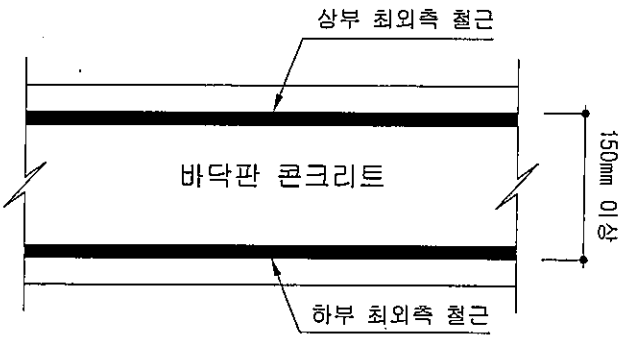
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.700 m / 0.240 m = 7.083 ≤ 15 ---------- O.K

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



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.700 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm이상인 경우 적용한다.

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

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

1.231 m (좌측캔틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.415 m (우측캔틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	캔틸레버구간	캔틸레버 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

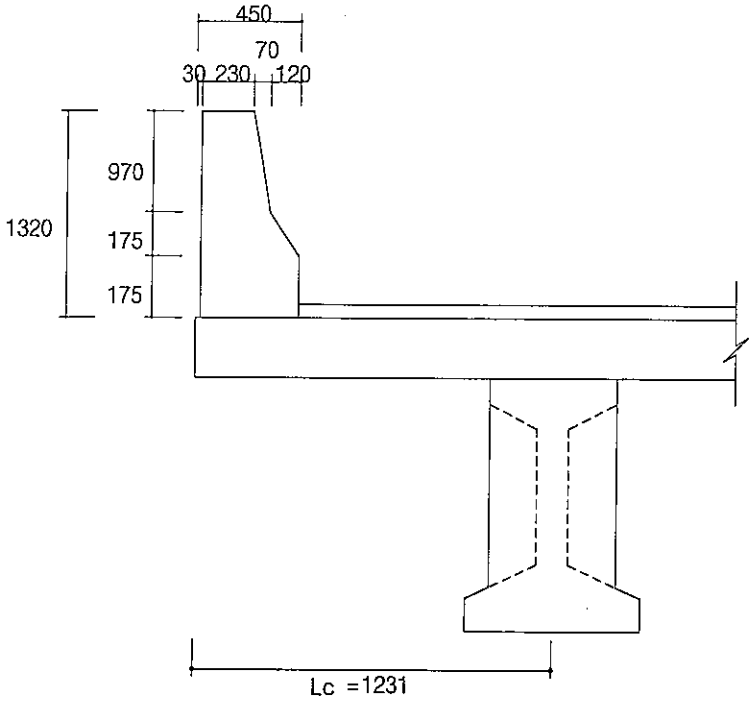
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.081 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 202.68 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.646	6.363
바닥판	0.199	25.000	4.975	0.416	2.067
포 장	0.019	23.500	0.448	0.191	0.085
방음판			0.000	0.686	0.000
합 계			15.273		8.515

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.205 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 / 1.205) · 0.081 · (1 + 0.300) = 8.390 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2 °	3 °
3 또는 4	3 °	4 °
5 이상	4 °	5 °

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 4.368 ° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.205) · 0.075 = 5.995 kN

Mcf = 5.995 × 1.800 = 10.791 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.515	
2	활하중	Ml	8.390	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.791	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	43.137	27.696	
Case 2	15.214	11.703	
Case 3	37.936	30.666	
Case 4	36.005	27.696	
Case 5	36.477	30.666	
Case 6	66.338	51.029	
Case 7	42.043	35.036	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	66.338	
사 용 하 중	51.029	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 66338269.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 66338269.7 = 0 에서

As(req) = 1147.736 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0064

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1147.736

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1147.736 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1530.315

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 66.338 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (캔틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.831 × 1000 / 10 = 83.1 mm

Tcan (240mm) > Tmin (83.1mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 51.029 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 194.663 MPa

Fsmax (=194.663 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 / 194.66) - 2.5 × 52.00 = 274.545 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 194.66) = 323.636 mm

Sa는 작은 값인 274.545 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 274.545 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 8.390 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 32.007 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 = 768.983 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) = 768.983 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 768.983 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.515	
2	활하중	Ml	8.390	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			47.148	
Case 2	1.3		1.3		41.402	
Case 3	1.3	2.6		0.65	34.815	
Case 4	1.3	2.6	1.3		63.218	
Case 5	1.2		1.2	1.2	41.782	
적 용					63.218	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 63217539.4 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0120

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 - 63217539.4 = 0 에서

As(req) = 1090.546 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0061

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1090.546

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1454.061

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2295.472

∴ As = 2295.472 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

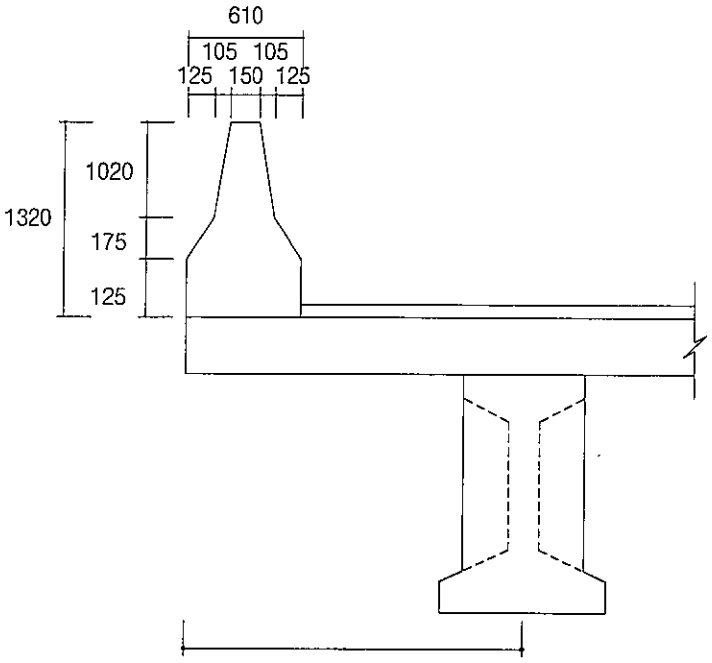
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 131.009 kN · m > Mu = 63.218 kN · m ---------- O.K

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.105 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = ## × L + 180 = 209.40 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.00 mm > Tmin = 220.00 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
중분대	0.465	25.000	11.624	0.710	8.253
바닥판	0.244	25.000	6.100	0.508	3.096
포 장	0.020	23.500	0.476	0.203	0.096
방음판			0.000	0.000	0.000
합 계			18.200		11.445

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.224 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 / 1.224) · 0.105 · (1 + 0.300) = 10.706 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	0.394
활하중 비재하시	0.0030	805.0	0.423

(5) 휨모멘트 종합

	하중 구분		휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	11.445	
2	활하중	Ml	10.706	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	활하중 재하시
			0.423	활하중 비재하시

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.30	2.15				
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30		1.30		
Case 4	1.30	1.30	1.30			
Case 5	1.20		1.20	1.20		

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.00	1.00				
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00		1.00		
Case 4	1.00	1.00	1.00			
Case 5	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	37.896	22.151	
Case 2	45.211	34.778	
Case 3	29.308	22.545	
Case 4	59.129	45.484	
Case 5	42.241	35.201	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	59.129	
사 용 하 중	45.484	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 59129047.1 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 59129047.1 = 0 에서

As(req) = 1016.153 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0056

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1016.153

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1016.153 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1354.871

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ φf · Mn = 91.703 kN · m > Mu = 59.129 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.62 × 1000 / 10 = 62 mm

Tcan (240mm) > Tmin (62mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 45.484 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 173.509 MPa

Fsmax (=173.509 MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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 / 173.51) - 2.5 × 52.00 = 323.867 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 173.51) = 363.094 mm

Sa는 작은 값인 323.867 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 323.867 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 10.706 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 40.84 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 680.823 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) = 680.823 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	11.445	
2	활하중	Ml	10.706	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	
			0.423	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			60.914	
Case 2	1.30		1.30		45.211	
Case 3	1.30	2.60		0.65	42.970	
Case 4	1.30	2.60	1.30		73.047	
Case 5	1.20		1.20	1.20	42.241	
적 용					73.047	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 73046694.1 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0120

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 - 73046694.118 = 0 에서

As(req) = 1271.895 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0071

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1271.895

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1695.860

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2032.306

∴ As = 2032.306 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

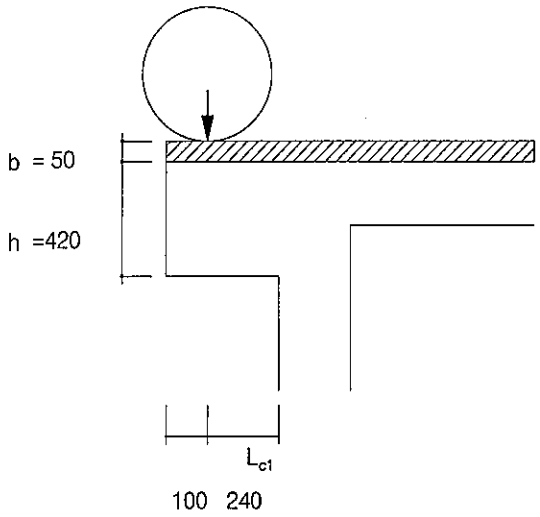
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 131.009 kN · m > Mu = 73.047 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_c = 0.1 + 0.240 = 0.340 m

Wd = 0.470 × 25 = 11.750 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.679 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.054 ≤ 0.300 ∴ i = 0.054

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.240 + 0.98 = 1.064 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 28.150 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 61.406 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 61406203.3 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 420.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 228.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (228.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0325

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 77520 As - 61406203.3 = 0 에서

As(req) = 817.690 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0036

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 817.690

② As(min) = 798.000 ∴ As = 817.69 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1090.253

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

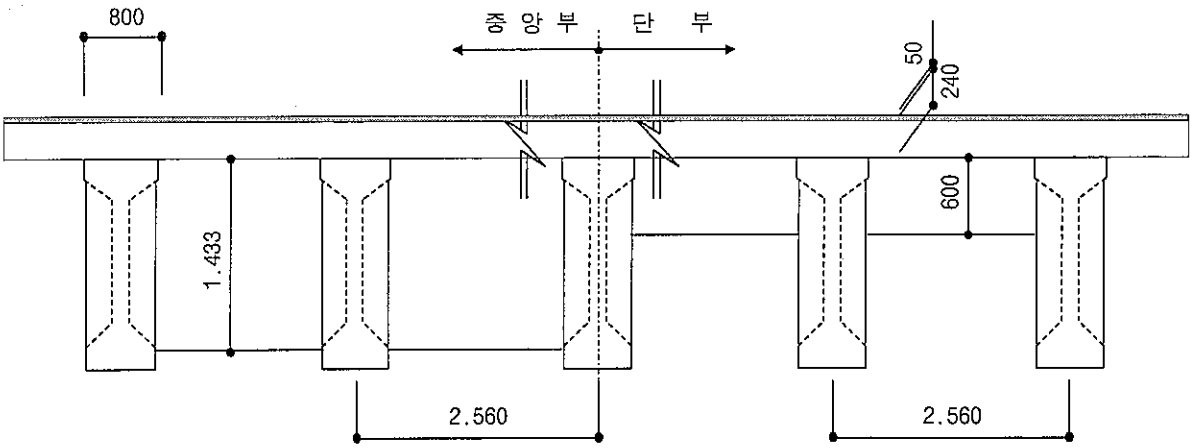
(4) 설계휨강도

Φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 95.852 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ Φf · Mn = 95.852 kN · m > Mu = 61.406 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

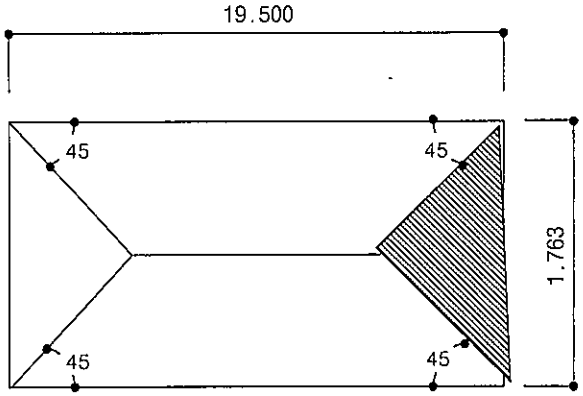
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.560 m

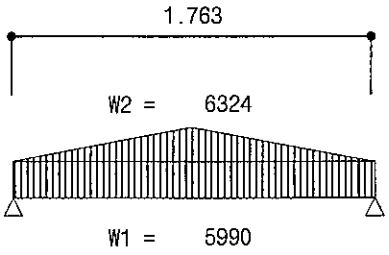
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 93.3 ° 가로보 사지간 1.760 ÷ SIN (93.3) = 1.763 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (93.3) = 0.399 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (93.3) × 0.600 × 2500 × 10 = 5990 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.881 × 2500 + 0.050 × 0.881 × 2350) × 10 = 6324 N/m

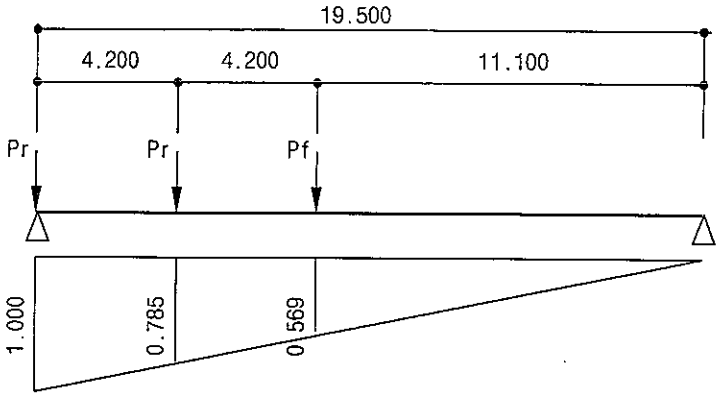
작용 단면력

Rad = 5990 × 1.763 × 1/2 + (1.763 × 6324 × 1/2) × 1/2 = 8067 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5990 \times 1.763^2}{8} + \frac{6324 \times 1.763^2}{12} = 3965 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



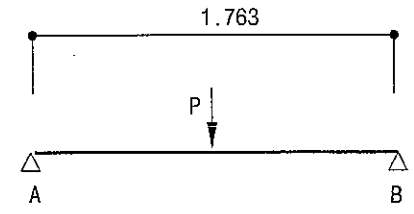
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

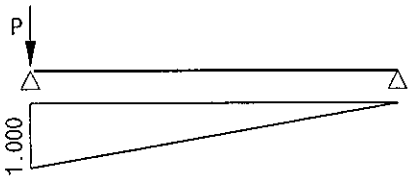
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.569)\} \times 1.252 = 231.619 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{231.619 \times 1.763}{4}$$

$$= 102.079 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 231.619 × 1.000 = 231.619 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	3.965	102.079
Vu	kN	8.067	231.619

(4) 극한단면력

Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 × 3.965 + 2.150 × 102.079 = 224.624 kN · m

Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 × 8.067 + 2.150 × 231.619 = 508.468 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

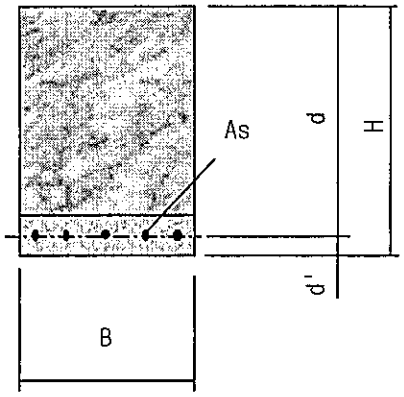
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 224.624 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

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

$=$ 224624000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,173.2 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,564.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[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 = 224.624 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

$ln / d = 1.763 \div 0.770 = 2.289 < 4$

∴ 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 = 508.468 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 = 508.468 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$Sv = 100\ mm < d/5 = 154\ mm$ or $300\ mm$ O.K

$Av = 397.2\ mm^2 > 0.0025 \cdot bo \cdot Sv = 100.0\ mm^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

$Sh = 100\ mm < d/5 = 154\ mm$ or $300\ mm$ O.K

$Ah = 397.2\ mm^2 > 0.0015 \cdot bo \cdot Sh = 60.0\ mm^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.289}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.289}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026\ kN$$

- 공칭전단강도

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

$= 213.389 + 734.026 = 947.415\ kN > 853.555\ kN$

$\therefore \Phi \cdot Vn = 853.555 > Vu = 508.468\ kN$ O.K.

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

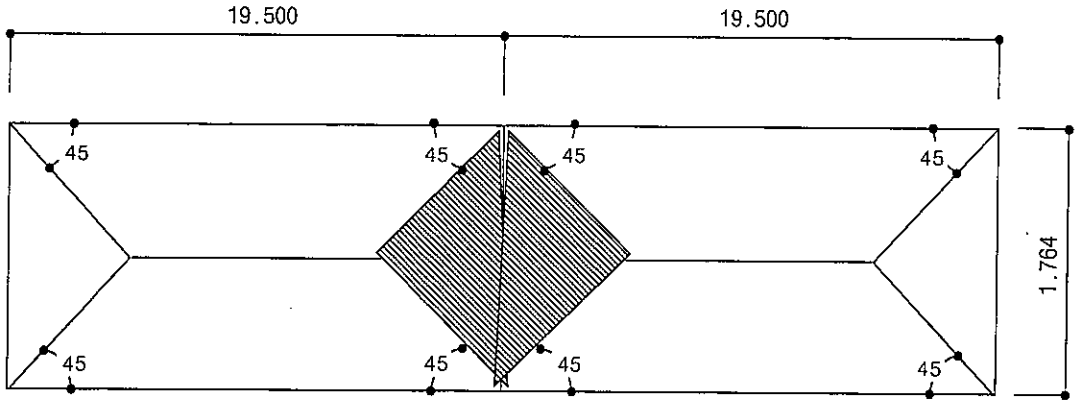
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.560 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 94.0 °　　가로보 사지간 : 1.760 ÷ SIN (94.0) = 1.764 m

2)작용하중

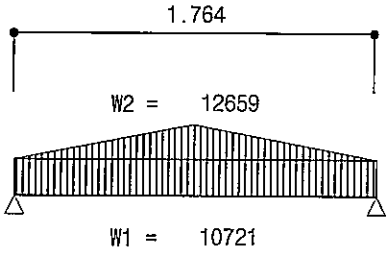
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (94.0) = 0.299 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (94.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10721 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.764 × 2500 + 0.050 × 1.764 × 2350) × 10 = 12659 N/m



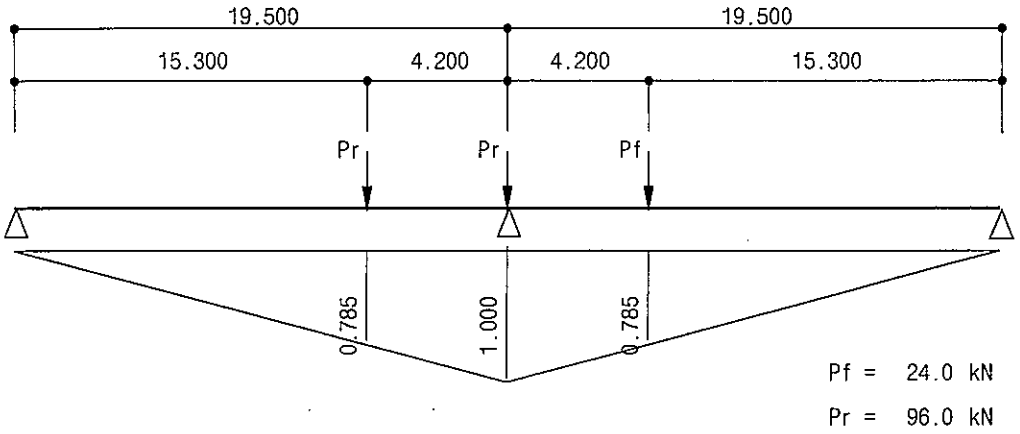
작용 단면력

Rad = 10721 × 1.764 × 1/2 + (1.764 × 12659 × 1/2) × 1/2 = 15041 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10721 \times 1.764^2}{8} + \frac{12659 \times 1.764^2}{12} = 7455 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

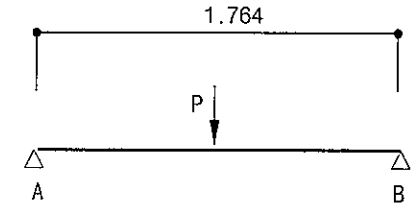
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

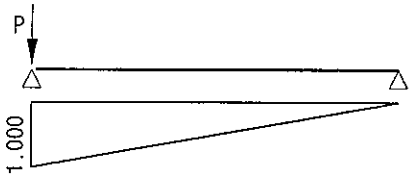
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.785)\} \times 1.252 = 238.150 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.150 \times 1.764}{4}$$

$$= 105.042 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 238.150 \times 1.000 = 238.150 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

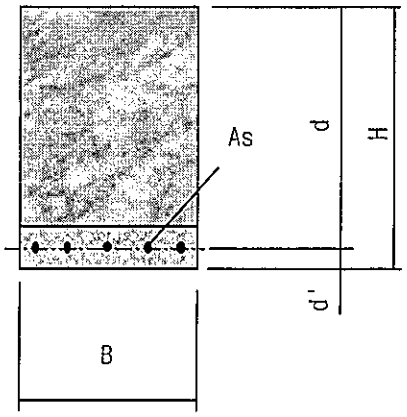
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	7.455	105.042
Vu	kN	15.041	238.150

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 7.455 + 2.150 \times 105.042 = 235.532$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 15.041 + 2.150 \times 238.150 = 531.576$ kN · m

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 235.532 kN·m

b = 300.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 235532000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 580.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 774.4 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 235.532 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.764 ÷ 1.603 = 1.101 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 531.576 kN 0.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 531.576 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm 0.K

Av = 397.2 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm 0.K

Ah = 397.2 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 90.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.101}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.101}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

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

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 531.576 kN 0.K.

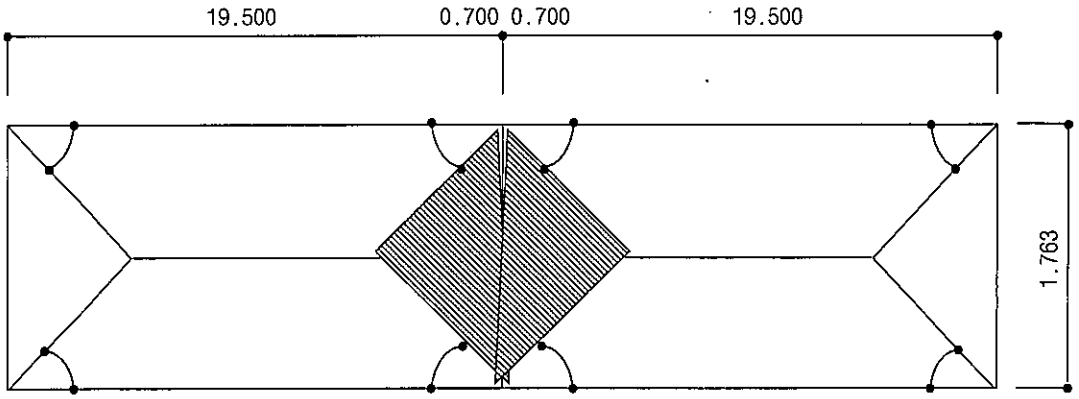
4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	1.433	m	주 빔 간 격 :	2.560	m			
빔 폭 :	1.400	m	가로보 순지간 :	2.560	−	0.800	=	1.760 m
교량사각 :	93.3	°	가로보 사지간 :	1.760	÷ SIN(	93.3)	=	1.763 m

2)작용하중

(1)고정하중

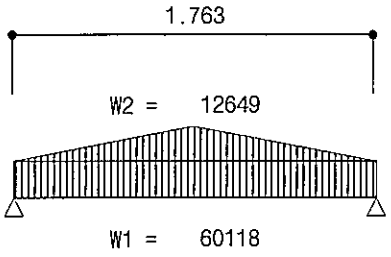


빔 폭: 1.400 × SIN (93.3) = 1.398 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (93.3) × 1.433 × 2500 × 10 = 50073 N/m

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

(0.240 × 1.763 × 2500 + 0.050 × 1.763 × 2350) × 10 = 12649 N/m



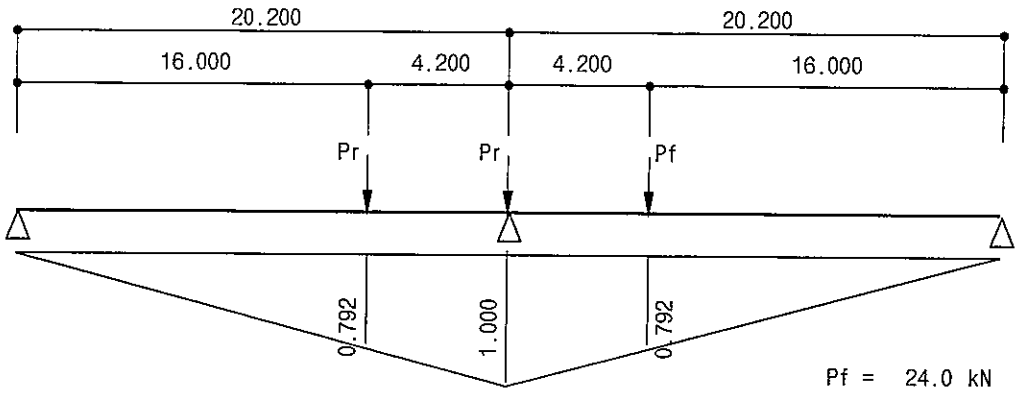
작용 단면력

Rad = 60118 × 1.763 × 1/2 + (1.763 × 12649 × 1/2) × 1/2 = 58565 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60118 \times 1.763^2}{8} + \frac{12649 \times 1.763^2}{12} = 26630 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



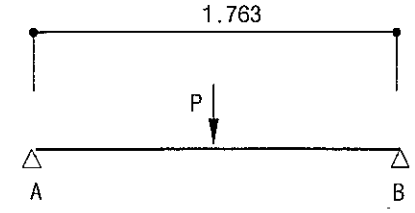
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 20.200} = 0.249 < 0.3$$

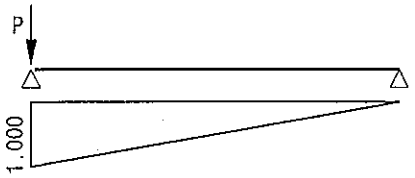
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.792) + 24.0 × 0.792)} × 1.249 = 238.641 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.641 \times 1.763}{4}$$

$$= 105.174 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 238.641 \times 1.000 = 238.641 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	26.630	105.174
Vu	kN	58.565	238.641

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 26.630 + 2.150 \times 105.174 = 260.743$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 58.565 + 2.150 \times 238.641 = 589.213$ kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 260.743 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-1.190\ As^2 + 408765\ As$

$= 260743000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 639.1 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d =$ 9,717.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 852.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

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

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 260.743 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.763 ÷ 1.603 = 1.100 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 589.213 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 589.213 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

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

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.100}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.100}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

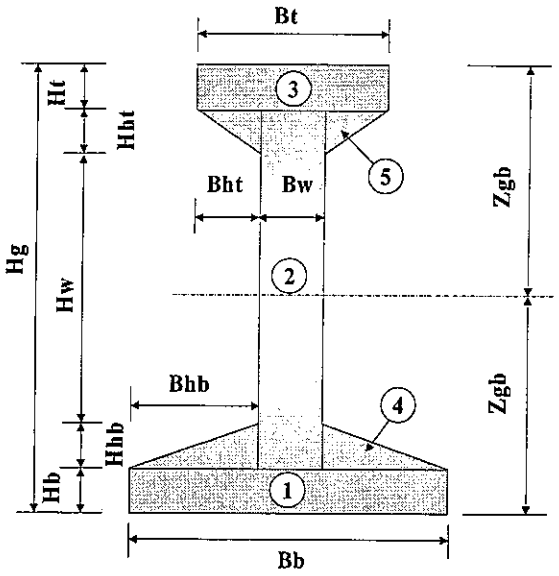
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 589.213 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

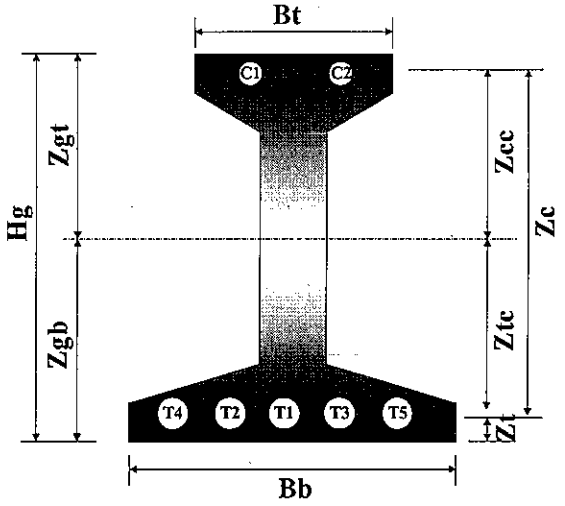


< 단위 : m >

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 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
Σ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.348084 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

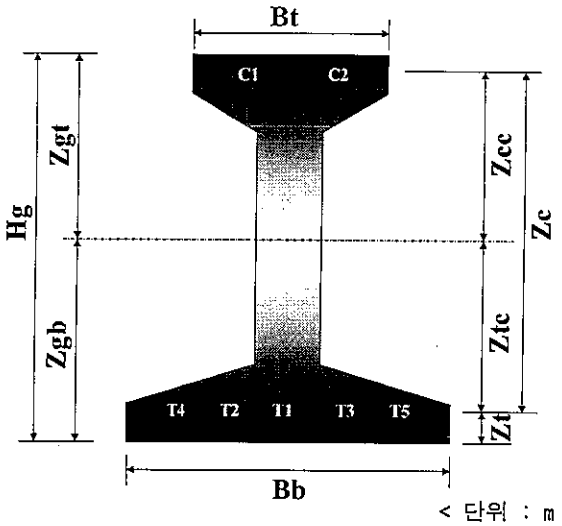
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.332823 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	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	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T3	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T4	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00804	0.1431	0.00115	0.00018	1.402E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 2.0611E-05 m⁴

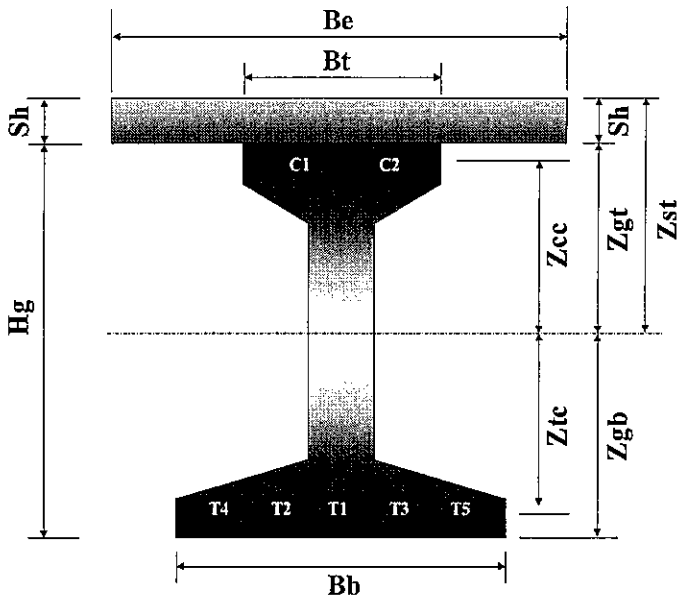
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05208	0.143	0.00745	0.00107	1.334E-04
Σ		0.90678	0.745	0.67528	0.53613	0.332958

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.744702 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.055298 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.930298 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.601598 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.366205 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.268 m

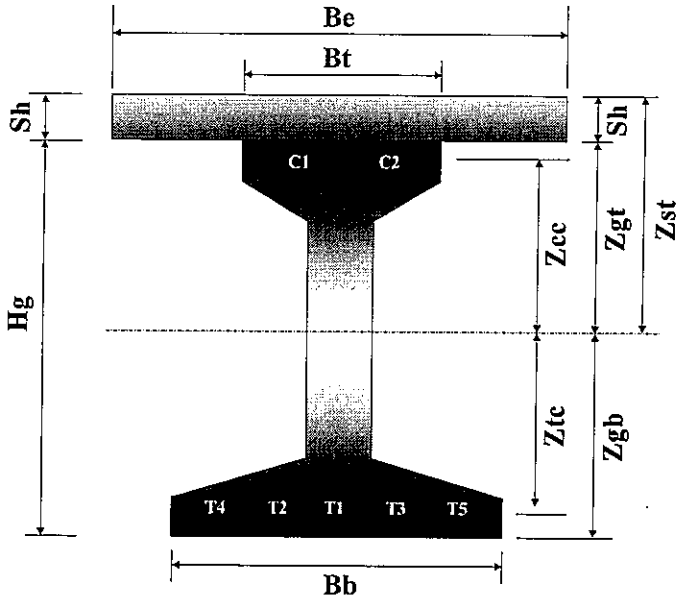
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.518	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.708	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.418	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.418	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.52229	1.920	1.00279	1.92536	0.002507
Σ		1.42907	1.174	1.67807	2.42824	0.368712

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.174244 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.625756 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.500756 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.031140 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.865756 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.826491 m^4

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

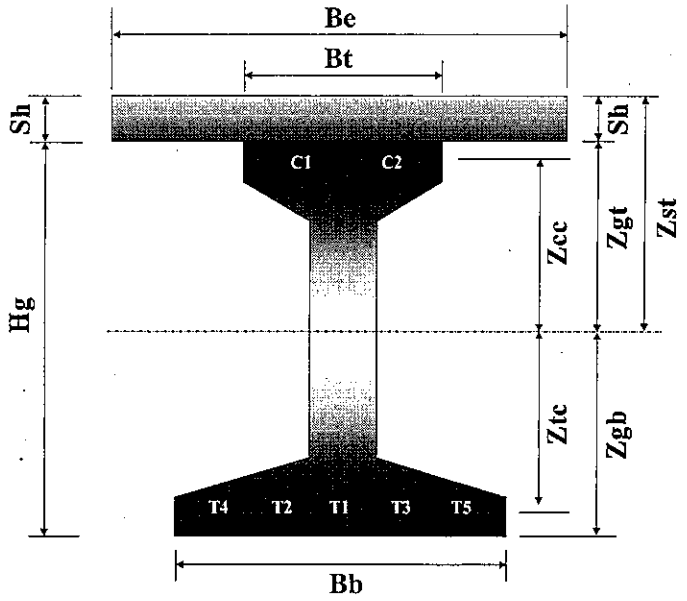
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.500	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.500	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.54000	1.920	1.03680	1.99066	0.002592
Σ		1.44678	1.183	1.71208	2.49354	0.368797

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.183373 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.616627 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.491627 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.040270 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.856627 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.836306 m⁴

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.387 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.637	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.827	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.537	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.537	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.54799	1.920	1.05214	2.02012	0.002630
Σ		1.45477	1.187	1.72742	2.52300	0.368836

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.187420 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.612580 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.487580 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.044317 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.852580 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.840657 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.42907	0.826491	0.866	0.626	-1.174	0.501	-1.031

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.44678	0.836306	0.857	0.617	-1.183	0.492	-1.040

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.45477	0.840657	0.853	0.613	-1.187	0.488	-1.044

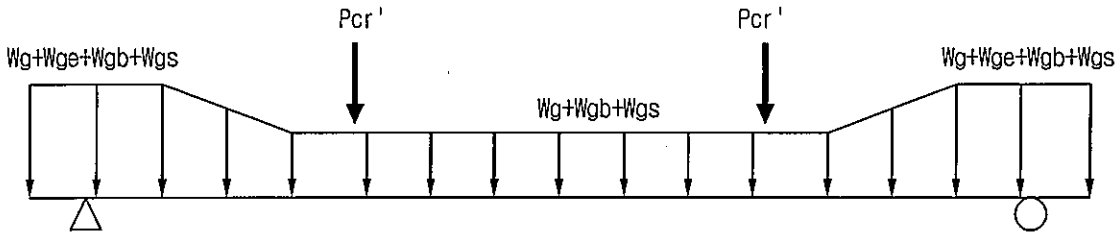
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분		산 출 근 거										
거더본체	(Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000				=	20961	N/m
단부보강	(Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000				=	16675	N/m
가 로 보	(Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1	×	25000	× 1 EA	=	10005	N
강 봉	(Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA				=	204	N/m
T1 강연선	(Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA				=	77	N/m
T2~T4 강연선	(Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA	×	17 EA		=	562	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.418 × 25000 = 14508 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.500 × 25000 = 15000 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.537 × 25000 = 15222 N/m

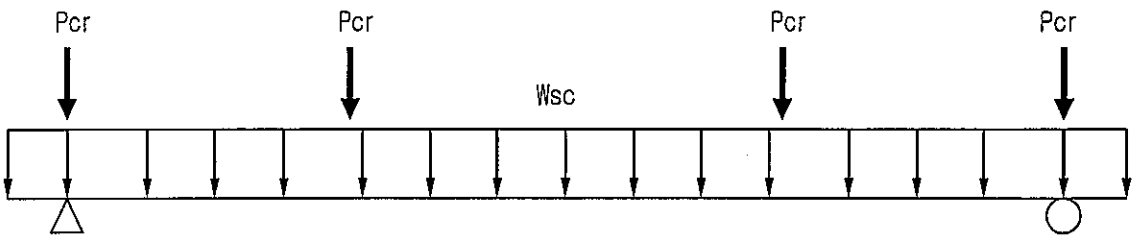
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.25 × 25000 = 13438 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.50 × 25000 = 26875 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.25 × 25000 = 13438 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

- 중분대(우) : A × w = 0.421 × 25000 = 10531 N/m

(3) 중앙부 하중

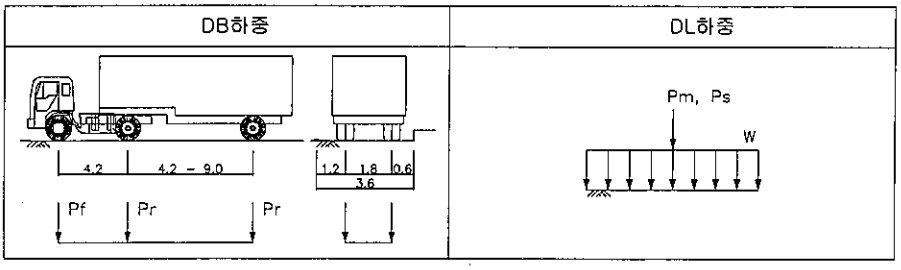
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.841675	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.023404	0.003911
요소 중심간격(V)	2.500	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 6.228m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 10102.780

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.680$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 120.361

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.148$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2×λ×Bb×[A]×[B]×[C]

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

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

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

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2×σ×Bb×[D]×[E]×[F]

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

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

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

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

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

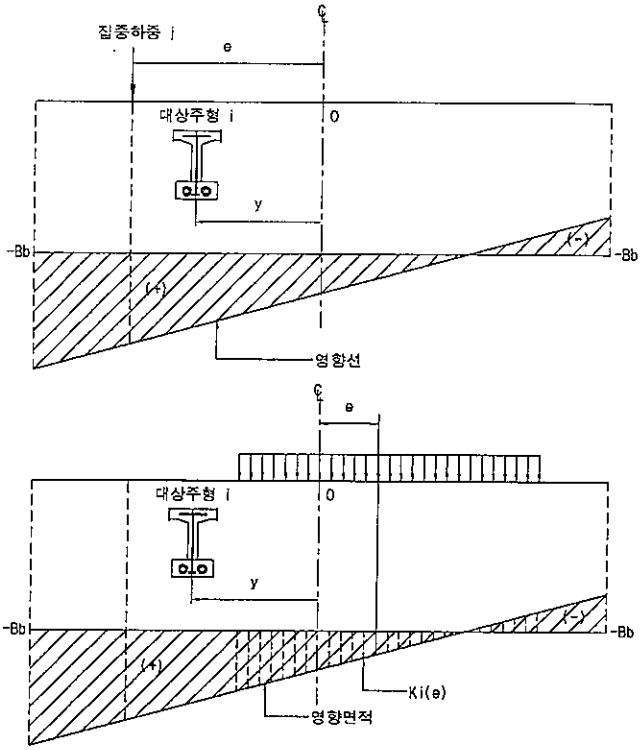
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 5.059	G2 2.559	G3 0.059	G4 -2.441	G5 -4.941	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-6.227	-0.060	-0.028	0.065	0.296	0.726	1.000
-0.75×Bb	-4.671	-0.032	0.029	0.135	0.318	0.550	1.000
-0.50×Bb	-3.114	0.000	0.089	0.205	0.330	0.375	1.000
-0.25×Bb	-1.557	0.046	0.156	0.267	0.301	0.230	1.000
0.00×Bb	0.000	0.117	0.229	0.297	0.234	0.123	1.000
0.25×Bb	1.557	0.224	0.296	0.269	0.160	0.051	1.000
0.50×Bb	3.114	0.368	0.328	0.207	0.092	0.004	1.000
0.75×Bb	4.671	0.541	0.318	0.138	0.032	-0.029	1.000
1.00×Bb	6.227	0.714	0.297	0.069	-0.024	-0.056	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.059	G2 2.559	G3 0.059	G4 -2.441	G5 -4.941	합계 (Σ)
방호벽(좌)	6.042	0.694	0.299	0.077	-0.017	-0.053	1.000
중분대(우)	-5.923	-0.054	-0.017	0.079	0.301	0.691	1.000
콘크리트포장	0.080	2.180	2.348	2.405	2.332	2.130	11.395

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.059	G2 2.559	G3 0.059	G4 -2.441	G5 -4.941	합계 (Σ)
DB1	4.278	0.995	0.640	0.310	0.095	-0.040	2.000
DB2	1.278	0.416	0.562	0.542	0.348	0.132	2.000
DB3	-1.722	0.089	0.299	0.513	0.599	0.500	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.059	G2 2.559	G3 0.059	G4 -2.441	G5 -4.941	합계 (Σ)
DL1	4.278	0.497	0.323	0.155	0.046	-0.021	1.000
DL2	1.278	0.202	0.286	0.277	0.173	0.062	1.000
DL3	-1.722	0.041	0.149	0.261	0.307	0.243	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	0.995	0.640	0.310	0.095	-0.040	2.000
DB2	0.416	0.562	0.542	0.348	0.132	2.000
DB3	0.089	0.299	0.513	0.599	0.500	2.000
DB12	1.411	1.202	0.852	0.443	0.093	4.000
DB13	1.084	0.939	0.824	0.693	0.460	4.000
DB23	0.506	0.861	1.055	0.946	0.632	4.000
DB123	1.350	1.351	1.229	0.937	0.533	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.497	0.323	0.155	0.046	-0.021	1.000
DL2	0.202	0.286	0.277	0.173	0.062	1.000
DL3	0.041	0.149	0.261	0.307	0.243	1.000
DL12	0.699	0.608	0.433	0.220	0.041	2.000
DL13	0.537	0.471	0.416	0.353	0.222	2.000
DL23	0.242	0.434	0.539	0.480	0.305	2.000
DL123	0.665	0.681	0.624	0.474	0.256	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2887.9	3112.4	3023.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1203.8	1291.7	1282.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3302.0	2814.8	3286.9		
DL 활하중	3092.4	2607.2	3080.8		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3302.0	2814.8	3286.9		
합 계	11733.8	11559.0	11933.5		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	289.6	305.9	303.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	147.9	120.1	156.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	392.7	404.7	386.3		
DL 활하중	365.2	359.2	359.7		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	392.7	404.7	386.3		
합 계	1306.0	1306.5	1321.9		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	309.591	339.562	339.562	339.562	323.835	
합성후	153.369	121.227	111.538	124.405	162.944	
ADD	956.162	953.992	944.302	957.170	979.981	
DB1	10.597	44.856	110.645	193.801	265.537	
DB2	57.993	111.059	158.103	163.955	130.556	
DB3	157.281	175.316	149.795	95.358	42.973	
DB12	59.085	154.312	267.949	357.632	395.214	
DB13	158.370	218.550	259.663	289.060	307.636	
DB23	215.274	286.375	307.898	259.313	173.529	
DB123	194.716	296.665	375.968	407.703	394.372	
DL1	11.581	42.635	99.993	171.736	251.765	
DL2	56.433	98.872	138.603	145.003	125.128	
DL3	149.904	155.699	131.414	85.396	42.203	
DL12	58.741	139.638	237.682	316.589	375.821	
DL13	152.168	196.456	230.493	256.989	292.939	
DL23	206.343	254.597	269.978	230.351	167.273	
DL123	187.780	265.814	332.183	361.766	376.236	
ENV	215.274	296.665	375.968	407.703	395.214	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1171.436	1250.657	1320.270	1364.873	1375.194	

8.3.2 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	309.591	339.562	339.562	339.562	323.835	
합성후	153.666	120.995	111.821	124.142	162.857	
ADD	956.459	953.759	944.586	956.906	979.894	
DB1	10.626	45.095	110.879	193.768	265.375	
DB2	58.092	111.175	158.262	163.714	130.487	
DB3	157.474	175.2	149.88	95.001	42.961	
DB12	59.209	154.685	268.34	357.365	394.989	
DB13	158.587	218.691	259.981	288.676	307.469	
DB23	215.566	286.375	308.142	258.715	173.448	
DB123	195.001	296.896	376.397	407.14	394.159	
DL1	11.607	42.894	100.28	171.755	251.507	
DL2	56.553	98.984	138.811	144.748	125.034	
DL3	150.194	155.517	131.523	84.996	42.198	
DL12	58.873	140.031	238.174	316.36	375.478	
DL13	152.471	196.556	230.885	256.616	292.686	
DL23	206.753	254.527	270.295	229.695	167.175	
DL123	188.16	266.004	332.723	361.199	375.923	
ENV	215.566	296.896	376.397	407.14	394.989	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1172.025	1250.656	1320.983	1364.046	1374.883	

8.3.3 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	309.591	339.562	339.562	339.562	323.835	
합성후	153.369	121.227	111.538	124.405	162.944	
ADD	956.162	953.992	944.302	957.170	979.981	
DB1	269.260	194.089	108.844	43.599	10.180	
DB2	133.156	164.911	157.180	109.669	56.869	
DB3	43.827	96.777	151.075	174.550	154.257	
DB12	401.572	358.896	265.270	151.748	57.683	
DB13	312.240	290.741	259.183	216.608	155.068	
DB23	176.982	261.688	308.255	284.218	211.126	
DB123	400.841	410.081	374.708	293.652	190.750	
DL1	254.860	172.375	98.634	41.622	11.090	
DL2	127.302	146.032	137.845	97.720	55.517	
DL3	42.968	86.553	132.413	154.763	147.324	
DL12	381.174	318.283	235.591	137.542	57.435	
DL13	296.840	258.804	230.159	194.585	149.242	
DL23	170.270	232.585	270.258	252.484	202.841	
DL123	381.745	364.386	331.200	263.083	184.284	
ENV	401.572	410.081	374.708	293.652	211.126	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1357.734	1364.073	1319.010	1250.822	1191.107	

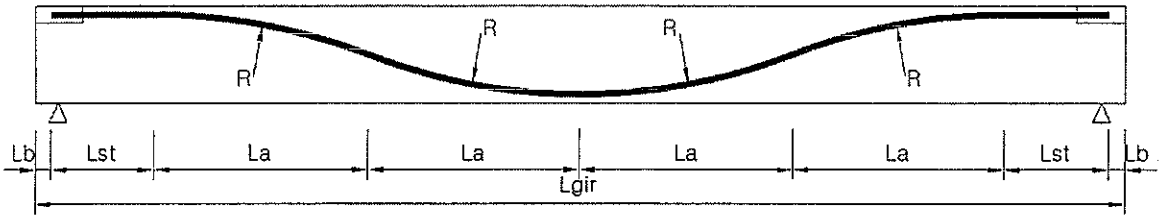
8.3.4 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	309.591	339.562	339.562	339.562	323.835	
합성후	153.666	120.995	111.821	124.142	162.857	
ADD	956.459	953.759	944.586	956.906	979.894	
DB1	269.522	193.721	108.896	43.215	10.185	
DB2	133.33	164.851	157.278	109.326	56.849	
DB3	43.909	96.928	151.25	174.345	154.171	
DB12	402.003	358.463	265.415	151.016	57.672	
DB13	312.579	290.518	259.405	216.014	154.991	
DB23	177.239	261.779	308.528	283.671	211.02	
DB123	401.302	409.825	374.996	292.809	190.663	
DL1	255.314	171.873	98.7	41.196	11.103	
DL2	127.553	145.922	137.971	97.337	55.501	
DL3	43.061	86.706	132.641	154.556	147.202	
DL12	381.872	317.664	235.779	136.723	57.442	
DL13	297.379	258.448	230.449	193.942	149.143	
DL23	170.614	232.628	270.613	251.893	202.704	
DL123	382.456	363.966	331.575	262.16	184.181	
ENV	402.003	409.825	374.996	292.809	211.02	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1358.461	1363.585	1319.582	1249.715	1190.914	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

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

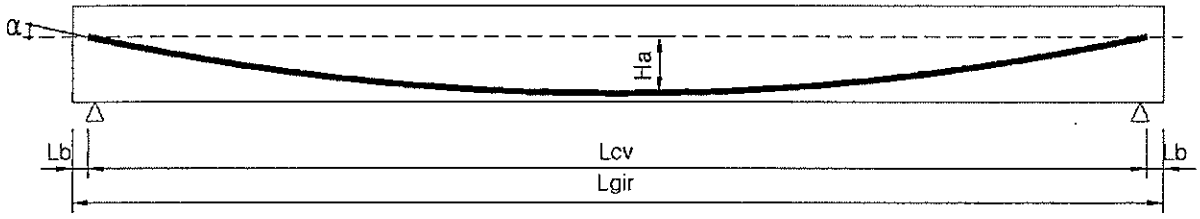
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 191969 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 173863 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

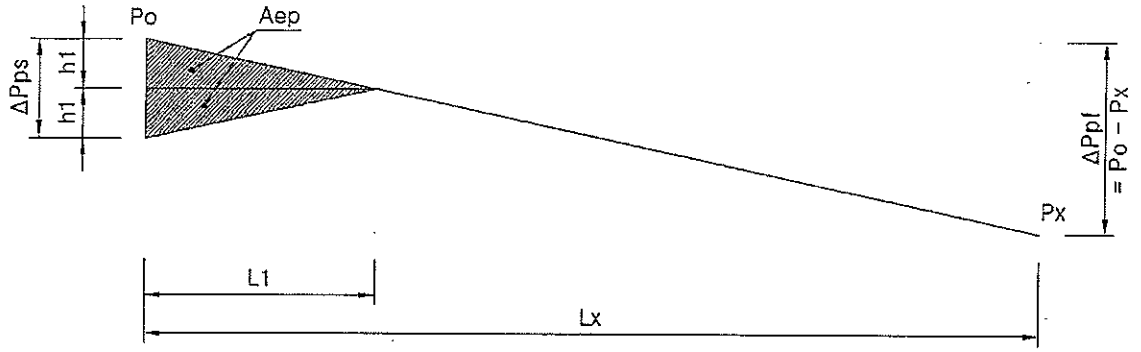
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

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

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	406035
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	366623
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	326695
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep / p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
C2	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
T1	19.636	9776	1165080	10.917	213450	0
T2	19.610	20706	2829480	11.690	484095	0
T3	19.579	18726	2829480	12.292	460363	0
T4	19.566	16697	2829480	13.018	434719	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

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

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

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
- 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) = 3 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 = 0.83842 m^2 , Inet = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3400000	-406035	0	2993965	-0.639012	4
T3	3400000	-366623	0	3033377	-0.639012	1
T4	3400000	-326695	0	3073305	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.340	14.680	-2.778	11.903	81.892	193.092
T4	7.436	7.244	-2.778	4.467	30.730	72.459
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.244	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-45.060
Σ	22.020	21.925	-8.333	13.592	93.512	220.491

Δfpe의 평균치 : 31.171 MPa

ΔPpe의 평균치 : 73.497 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N·m)
C1	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
C2	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
PS강봉 소계(압축)					-1026137	0.91099	-934798
T1	1200000	-191969	0	0	1008031	-0.48901	-492940
T2	3400000	-406035	0	45060	3039025	-0.63901	-1941975
T3	3400000	-366623	0	-193092	2840285	-0.63901	-1814978
T4	3400000	-326695	0	-72459	3000846	-0.63901	-1917578
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					9888187	-0.61966	-6167470

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN·m)	저항단면
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2887.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1203.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3302.00	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2887.90}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.322	-5.873	47.495	-30.714	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1203.80}{0.82649} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fal	MPa	1.135	0.820	0.911	-1.710	4.722	-9.723	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3302 + 0}{0.82649} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fll	MPa	3.113	2.250	2.500	-4.691	12.952	-26.670	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4291} + n \cdot \frac{301.9}{0.8265} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fsh	MPa	0.100	0.021	0.024	-0.634	-0.142	3.765	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.25 = 144.828$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.74 + -1.50 = -6.25$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2888}{0.36621} \quad -0.602 = -4.744 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1204}{0.82649} \quad -1.031 = -1.502 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -144.828 \times 0.008 = -1165.086$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1165.086}{1.4291} + n \cdot \frac{1201.367}{0.8265} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fcr	MPa	0.399	0.085	0.094	-2.522	-0.566	14.982	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17\ + 47.50 + 4.72\ ) \times 0.03 = 13.812\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.812 \times 0.0025 = -34.722\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.722}{1.4291} + n \cdot \frac{-17.387}{0.8265} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474.	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
frgb	MPa	-0.038	-0.034	-0.037	0.000	-0.226	-0.017	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Aps	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	144.828	12.098
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	144.828	11.973
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	144.828	23.244
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	144.828	19.313
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	579.313	66.628
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	144.828	16.657

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.657 \times 0.0080 = -134.00\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.00}{1.4291} + n \cdot \frac{138.17}{0.8265} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
frgs	MPa	0.046	0.010	0.011	-0.290	-0.065	1.723	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 3.6621E+11 / 27804.0636 \times 2506982400 = 162.292$

$B = 1 + m = 1 + 162.292 = 163.292$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 162.292 \times 0.12 = -18.420 \ m$

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

$= 1.114 + 0.404 + 162.292 \times 0.005 + 162.292 \times 0.014$

$= 4.634$

$P = (1383.68 + 1160.92011) / 2 \times (138.7 \times 58)$

$= 10235145 \ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1438301.582 \ N$

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

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

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

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

$= -170680.286 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 92215.204 \ N$

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

$= 10402.105 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.662$ MPa

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

$= 2.846$ MPa

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

$= -6.452$ MPa

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

$= 1.848$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.145$ MPa

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

$= -0.208$ MPa

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

$= 0.412$ MPa

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

$= -0.117$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.662	2.846	-6.452	1.848	-5.688	1.493	
fsh2	MPa	-0.145	-0.208	0.412	-0.117	0.363	-0.095	
f2	MPa	2.517	2.637	-6.040	1.730	-5.324	1.398	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2-G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			3112.40	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1291.70	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2814.80	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3112.40}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.969	-6.329	51.188	-33.102	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1291.70}{0.83631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
fal	MPa	1.191	0.857	0.952	-1.828	4.916	-10.402	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2814.8 + 0}{0.83631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
fll	MPa	2.595	1.868	2.075	-3.983	10.712	-22.667	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4468} + n \cdot \frac{301.9}{0.8363} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
fsh	MPa	0.096	0.018	0.020	-0.630	-0.161	3.742	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.71 = 141.611$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.11 + -1.59 = -6.71$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3112}{0.36621} \quad -0.602 = -5.113 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1292}{0.83631} \quad -1.031 = -1.593 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -141.611 \times 0.008 = -1139.207$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1139.207}{1.4468} + n \cdot \frac{1174.682}{0.8363} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
fcr	MPa	0.374	0.071	0.079	-2.450	-0.627	14.557	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17\ + 51.19\ + 4.92\ ) \times 0.03 = 13.928\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.928 \times 0.0025 = -35.015\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.015}{1.4468} + n \cdot \frac{-17.534}{0.8363} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
frgb	MPa	-0.038	-0.033	-0.037	0.001	-0.223	-0.015	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	141.611	12.259
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	141.611	12.134
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	141.611	23.404
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	141.611	19.474
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	566.446	67.271
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	141.611	16.818

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.818 \times 0.0080 = -135.29\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-135.29}{1.4468} + n \cdot \frac{139.51}{0.8363} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
frgs	MPa	0.044	0.008	0.009	-0.291	-0.074	1.729	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00263036 = 154.680$

$B = 1 + m = 1 + 154.680 = 155.680$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 154.680 \times 0.12 = -17.506\ m$

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

$= 1.114 + 0.404 + 154.680 \times 0.005 + 154.680 \times 0.014$

$= 4.487$

$P = (1383.68 + 1164.36032) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10248983\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1540788.909\ N$

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

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

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

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

$= -183226.253\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 93568.113\ N$

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

$= 10521.785\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.736$ MPa

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

$= 2.888$ MPa

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

$= -6.913$ MPa

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

$= 1.980$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.139$ MPa

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

$= -0.203$ MPa

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

$= 0.418$ MPa

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

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.736	2.888	-6.913	1.980	-6.094	1.599	
fsh2	MPa	-0.139	-0.203	0.418	-0.119	0.369	-0.096	
f2	MPa	2.597	2.685	-6.495	1.861	-5.725	1.503	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			3023.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1282.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3286.90	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3023.60}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.713	-6.149	49.727	-32.157	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1282.90}{0.84066} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
fal	MPa	1.171	0.841	0.935	-1.812	4.817	-10.318	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3286.9 + 0}{0.84066} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
fll	MPa	3.000	2.156	2.395	-4.643	12.342	-26.435	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4548} + n \cdot \frac{301.9}{0.8407} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
fsh	MPa	0.094	0.017	0.019	-0.628	-0.169	3.731	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.54 = 142.766$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.97 + -1.57 = -6.54$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3024}{0.36621} \quad -0.602 = -4.967 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1283}{0.84066} \quad -1.031 = -1.574 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -142.766 \times 0.008 = -1148.494$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1148.494}{1.4548} + n \cdot \frac{1184.258}{0.8407} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
fcr	MPa	0.370	0.066	0.073	-2.462	-0.664	14.635	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17\ + 49.73\ + 4.82\ ) \times 0.03 = 13.881\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.881 \times 0.0025 = -34.898\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.898}{1.4548} + n \cdot \frac{-17.475}{0.8407} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
frgb	MPa	-0.038	-0.033	-0.037	0.001	-0.221	-0.015	

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	Δ fpf	Δ fpe	Δ fsh	Δ fcr	Δ frgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	142.766	12.201
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	142.766	12.077
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	142.766	23.347
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	142.766	19.416
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	571.063	67.040
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	142.766	16.760

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.760 \times 0.0080 = -134.83\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.83}{1.4548} + n \cdot \frac{139.03}{0.8407} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
frgs	MPa	0.043	0.008	0.009	-0.289	-0.078	1.718	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00263036 = 154.680$

$B = 1 + m = 1 + 154.680 = 155.680$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 154.680 \times 0.12 = -17.506\ m$

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

$= 1.114 + 0.404 + 154.680 \times 0.005 + 154.680 \times 0.014$

$= 4.487$

$P = (1383.68 + 1163.12576) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10244017\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1508490.914\ N$

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

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

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

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

$= -179152.353\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 93568.113\ N$

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

$= 10521.785\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.668$ MPa

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

$= 2.838$ MPa

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

$= -6.767$ MPa

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

$= 1.938$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.139$ MPa

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

$= -0.203$ MPa

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

$= 0.418$ MPa

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

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.668	2.838	-6.767	1.938	-5.966	1.566	
fsh2	MPa	-0.139	-0.203	0.418	-0.119	0.369	-0.096	
f2	MPa	2.529	2.635	-6.349	1.819	-5.597	1.469	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.839

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.322	-5.873	47.495	-30.714	
4	fal	1.135	0.820	0.911	-1.710	4.722	-9.723	
5	fll	3.113	2.250	2.500	-4.691	12.952	-26.670	
6	fsh	0.100	0.021	0.024	-0.634	-0.142	3.765	
7	fcr	0.399	0.085	0.094	-2.522	-0.566	14.982	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.037	0.000	-0.226	-0.017	
9	frgs	0.046	0.010	0.011	-0.290	-0.065	1.723	
10	f2	2.517	2.637	-6.040	1.730	-5.324	1.398	
계		7.272	5.790	7.757	2.921	467.016	-1274.427	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	±0.0000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.2 G2~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.969	-6.329	51.188	-33.102	
4	fal	1.191	0.857	0.952	-1.828	4.916	-10.402	
5	fll	2.595	1.868	2.075	-3.983	10.712	-22.667	
6	fsh	0.096	0.018	0.020	-0.630	-0.161	3.742	
7	fcr	0.374	0.071	0.079	-2.450	-0.627	14.557	
8	frgb	-0.038	-0.033	-0.037	0.001	-0.223	-0.015	
9	frgs	0.044	0.008	0.009	-0.291	-0.074	1.729	
10	f2	2.597	2.685	-6.495	1.861	-5.725	1.503	
계		6.860	5.474	7.545	3.262	468.174	-1273.826	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4.	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.713	-6.149	49.727	-32.157	
4	fal	1.171	0.841	0.935	-1.812	4.817	-10.318	
5	fll	3.000	2.156	2.395	-4.643	12.342	-26.435	
6	fsh	0.094	0.017	0.019	-0.628	-0.169	3.731	
7	fcr	0.370	0.066	0.073	-2.462	-0.664	14.635	
8	frgb	-0.038	-0.033	-0.037	0.001	-0.221	-0.015	
9	frgs	0.043	0.008	0.009	-0.289	-0.078	1.718	
10	f2	2.529	2.635	-6.349	1.819	-5.597	1.469	
계		7.171	5.690	7.730	2.748	468.326	-1276.541	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2887.90	30891	0.3662	40.45
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8265	10.83
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8265	5.82
활하중	-- 3302.00	30891	0.8265	20.49

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	3112.40	30891	0.3662	43.59
합성후 고정하중	1291.70	30891	0.8363	8.33
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8265	5.82
활하중	2814.80	30891	0.8265	17.47

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 270.458 mm

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

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

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

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

= 1.711 × 0.47 = 0.804

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 270.458

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

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

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

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

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 40.45 + 10.83 + -103.63)

= 16.43 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 43.59 + 8.33 + -103.63)

= 17.16 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-42.57	-42.57	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-76.79	-76.79	
바닥판 타설 후	-36.34	-33.20	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-3.27	-1.89	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\Phi 1} + \delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	20.49	17.47	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 20.49 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G4 거더

δv = 17.47 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 18060640.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2500.0	mm			(압축.플랜지의 폭)
dp =	1896.9	mm			
Ap1 =	0.0080446	m^2	=	8044.6 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001696

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

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

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1825.9 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 256.0 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 256.0 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.115

qp (=0.115) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 33364.27 kN · m

Φ · Mn (=33364.274) > Mu (=18060.64) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18352.780 kN · m

fpe = 22.547 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-18352.78) < Φ · Mn (=33364.274) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G5 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	475.80	3.92
합성전	289.62	1.47
합성후	147.87	3.92
활하중	392.71	23.39

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2031.6 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

V_{ci} = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6859.6 kN · m

fpe = 22.547 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 57.30 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1413.06 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 170015.66 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 170015.66 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 8584166 N = 8584.17 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8584.2 kN

3) øVc = 0.80 × 8584.2 = 6867.3 kN

1/2 øVc = 3,433.666 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G5 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	454.52	251.92
합성전	281.65	155.63
합성후	143.02	76.07
활하중	385.01	208.88

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1970.7 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) = 6859.6 kN · m

fpe = 22.547 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 750.30 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1379.84 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 13160.67 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 13160.67 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = $(0.29 \times \sqrt{fck} + 0.3 \times fpc) \times bw \times d + V$ = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3625.3 kN

3) øVc = 0.80 × 3625.3 = 2900.2 kN

1/2 øVc = 1,450.121 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = $0.0625 \times \sqrt{fck} \times bw \times s / fy$ = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > $0.35 \times bw \times s / fy$ = 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 G5 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	223.61	1166.10
합성후	107.77	577.66
활하중	330.03	1484.90

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1574.5 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) - 6559.6 kN·m

fpe = 22.547 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 5459.42 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1140.36 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1857.85 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1857.85 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1857.9 kN

3) øVc = 0.80 × 1857.9 = 1486.3 kN

1/2 øVc = 743.141 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

= (1574.5 - 1486.3) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= 102.11 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 102.11 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.081$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.5 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 725000$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.081 \times 725000 = 58725$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58725 / (2.5 \times 0.80)$

$= 0.059$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.21$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 870000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.21 \times 870000 = 182700$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 182700 / (2.5 \times 0.80)$

$= 0.183$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 913.3 x 1000 /(0.800 x 1.632) = 0.700 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 392.7 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.301 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.700 + 2.15 x 0.301

= 1.557 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(0.700 + 0.301 + 0.059)

= 1.378 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.059 + 0.183)

= 0.315 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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

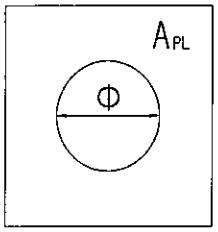
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

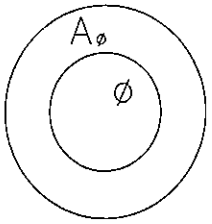
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(m²)	AΦ(m²)	Φ(m)	유효단면적(m²)
T2	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,400,000	3,039,025	2,549,770
T3	3,400,000	2,840,285	2,383,025
T4	3,400,000	3,000,846	2,517,737
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \quad \leq \quad 1.1 \times fci$$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T3	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T4	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

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

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,039,025	0.115	26.4	31.7	O.K
T3	15.2/17연선	2,840,285	0.115	24.7	31.7	O.K
T4	15.2/17연선	3,000,846	0.115	26.1	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 10200000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 10200000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10200000 × sin 0.12467

= 1847067.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1847067.7 / (0.8 × 300.0) = 9235.3 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 1847067.700 = 36941.354 N

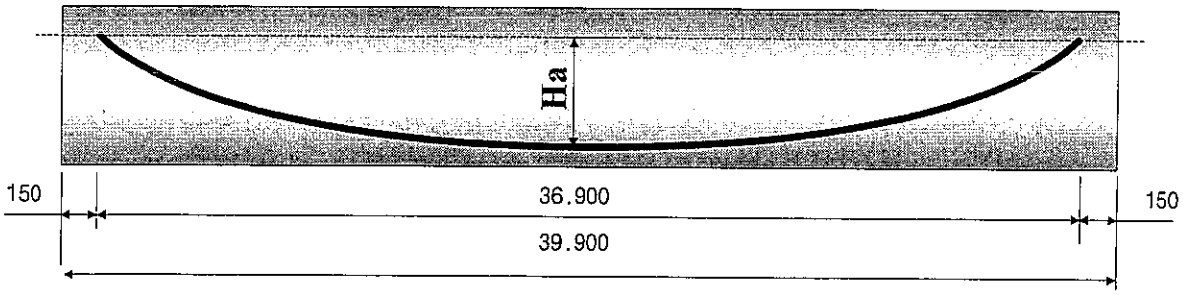
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 36941.354 / 180 = 205.230 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0023579	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0023579	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0023579	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

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

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
C2	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
T1	4	1200.00	1008.03	39.272	223.283
T2	4	3400.00	3039.03	39.219	267.752
T3	1	3400.00	2840.29	39.157	259.080
T4	2	3400.00	3000.85	39.131	265.567
T5	-	-	-	-	-

S5

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

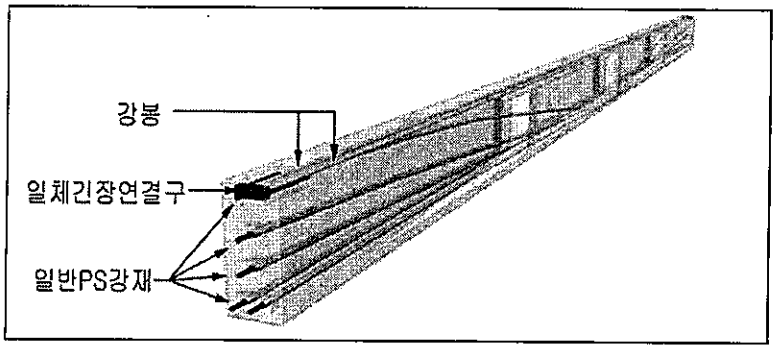
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

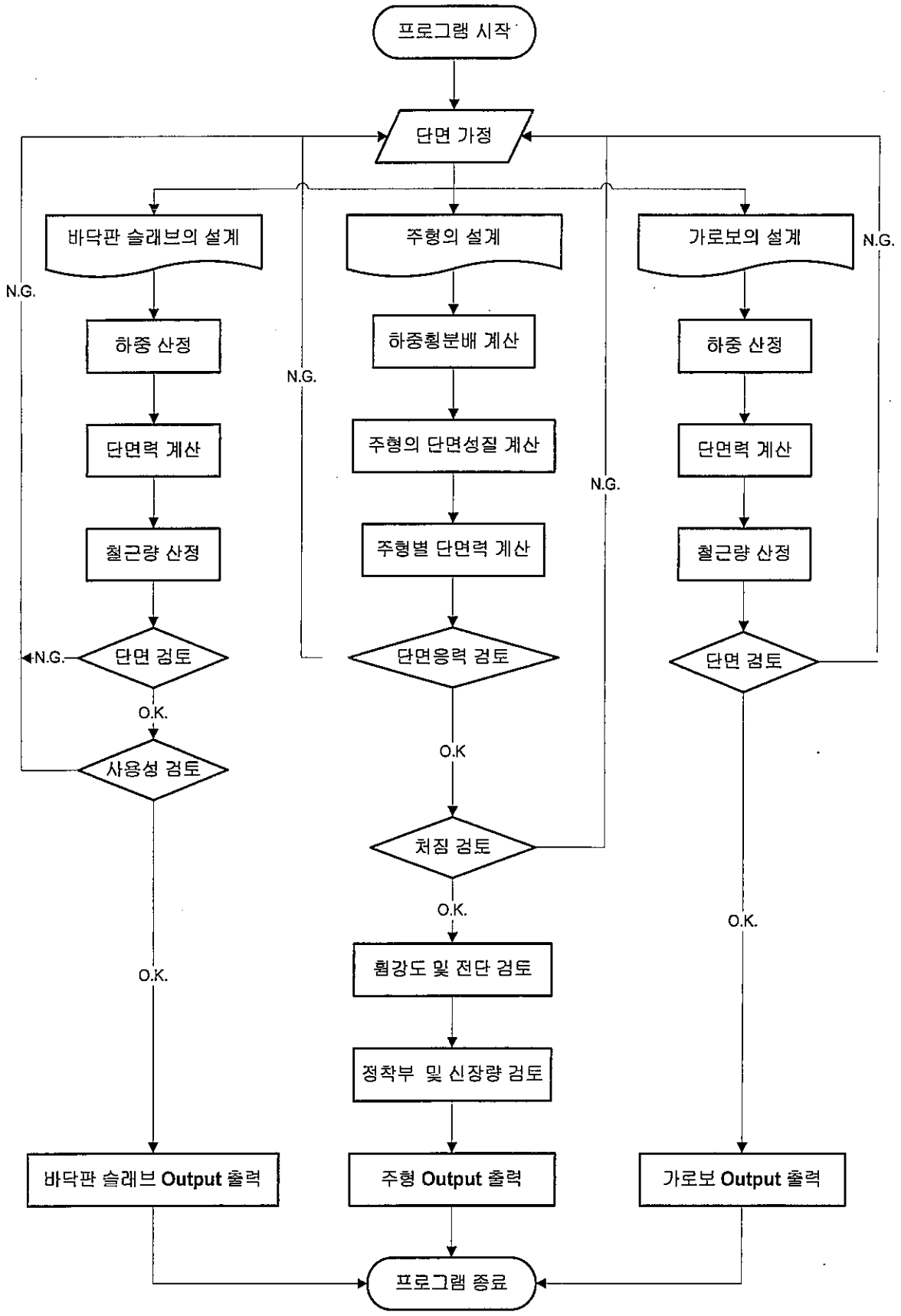
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
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 : 병천천교 옥산방향 S5
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m
(2) 거 더 전 장 : 39.900 m
(3) 설 계 지 간 : 39.000 m
(4) 교 량 폭 원 : 12.455 m
(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조
(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

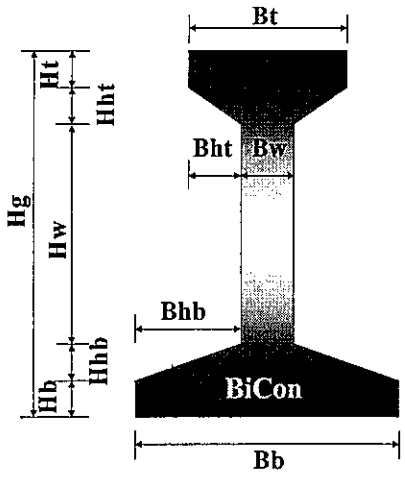
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

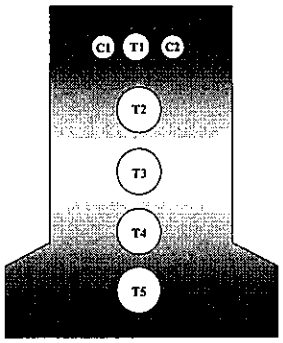
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

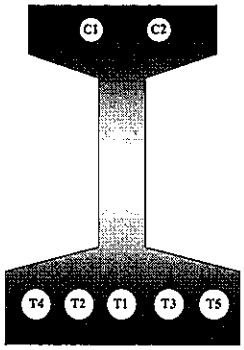
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	17EA	17EA	17EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 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.

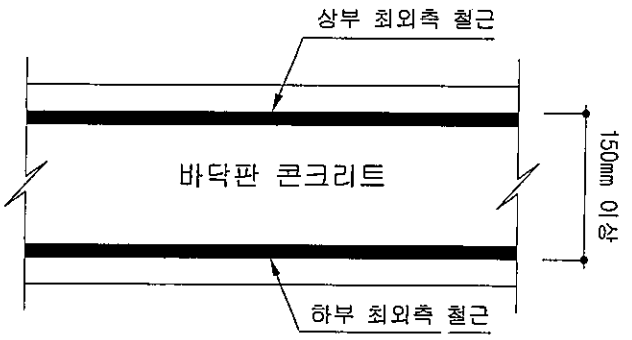
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.700 m / 0.240 m = 7.083 ≤ 15 ---------- O.K

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



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.700 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 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 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

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

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

※ 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

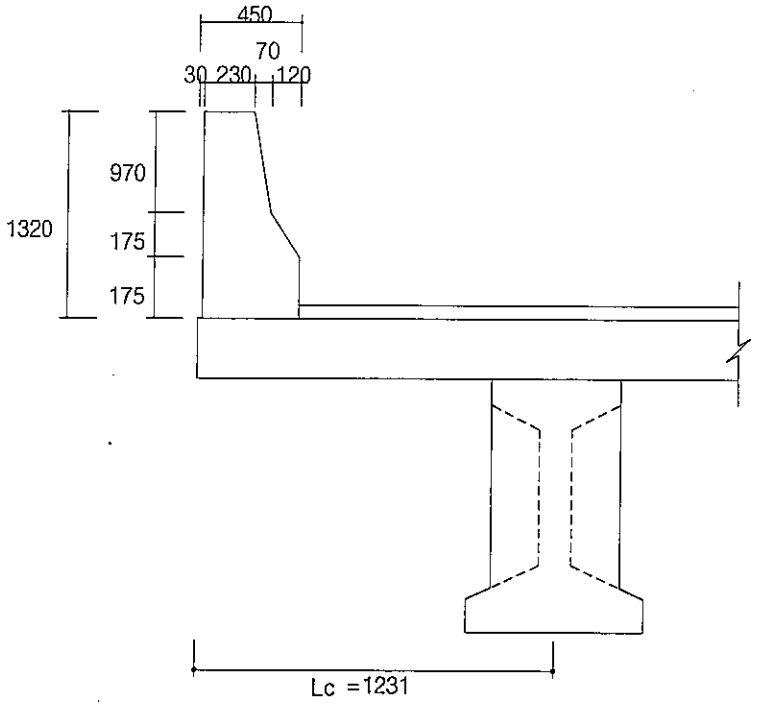
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.081 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 202.68 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.646	6.363
바닥판	0.199	25.000	4.975	0.416	2.067
포 장	0.019	23.500	0.448	0.191	0.085
방음판			0.000	0.686	0.000
합 계			15.273		8.515

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.205 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 / 1.205) · 0.081 · (1 + 0.300) = 8.390 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2 °	3 °
3 또는 4	3 °	4 °
5 이상	4 °	5 °

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 4.368 ° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.205) · 0.075 = 5.995 kN

Mcf = 5.995 × 1.800 = 10.791 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.515	
2	활하중	Ml	8.390	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.791	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	43.137	27.696	
Case 2	15.214	11.703	
Case 3	37.936	30.666	
Case 4	36.005	27.696	
Case 5	36.477	30.666	
Case 6	66.338	51.029	
Case 7	42.043	35.036	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	66.338	
사 용 하 중	51.029	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 66338269.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 66338269.7 = 0 에서

As(req) = 1147.736 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0064

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1147.736

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1147.736 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1530.315

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 · (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 66.338 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 = 0.831 × 1000 / 10 = 83.1 mm

Tcan (240mm) > Tmin (83.1mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 51.029 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 194.663 MPa

Fsmax (=194.663 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 / 194.66) - 2.5 × 52.00 = 274.545 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 194.66) = 323.636 mm

Sa는 작은 값인 274.545 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 274.545 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 8.390 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 32.007 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 = 768.983 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) = 768.983 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 768.983 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.515	
2	활하중	Ml	8.390	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			47.148	
Case 2	1.3		1.3		41.402	
Case 3	1.3	2.6		0.65	34.815	
Case 4	1.3	2.6	1.3		63.218	
Case 5	1.2		1.2	1.2	41.782	
적 용					63.218	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 63217539.4 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0120

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 - 63217539.4 = 0 에서

As(req) = 1090.546 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0061

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1090.546

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1454.061

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2295.472

∴ As = 2295.472 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

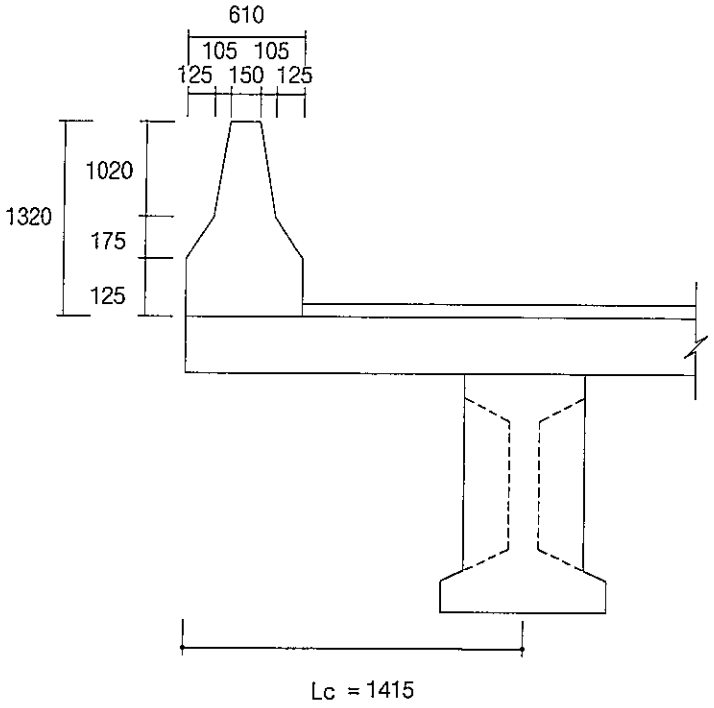
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 131.009 kN · m > Mu = 63.218 kN · m ---------- O.K

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.105 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = ## × L + 180 = 209.40 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.00 mm > Tmin = 220.00 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
중분대	0.465	25.000	11.624	0.710	8.253
바닥판	0.244	25.000	6.100	0.508	3.096
포 장	0.020	23.500	0.476	0.203	0.096
방음판			0.000	0.000	0.000
합 계			18.200		11.445

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.224 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 / 1.224) · 0.105 · (1 + 0.300) = 10.706 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	0.394
활하중 비재하시	0.0030	805.0	0.423

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	11.445	
2	활하중	Ml	10.706	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	활하중 재하시
			0.423	활하중 비재하시

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.30	2.15				
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30		1.30		
Case 4	1.30	1.30	1.30			
Case 5	1.20		1.20	1.20		

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.00	1.00				
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00		1.00		
Case 4	1.00	1.00	1.00			
Case 5	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	37.896	22.151	
Case 2	45.211	34.778	
Case 3	29.308	22.545	
Case 4	59.129	45.484	
Case 5	42.241	35.201	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	59.129	
사 용 하 중	45.484	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 59129047.1 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 59129047.1 = 0 에서

As(req) = 1016.153 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0056

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1016.153

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1016.153 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1354.871

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ φf · Mn = 91.703 kN · m > Mu = 59.129 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.62 × 1000 / 10 = 62 mm

Tcan (240mm) > Tmin (62mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 45.484 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 173.509 MPa

Fsmax (=173.509 MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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 / 173.51) - 2.5 × 52.00 = 323.867 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 173.51) = 363.094 mm

Sa는 작은 값인 323.867 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 323.867 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 10.706 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 40.84 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 680.823 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) = 680.823 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	11.445	
2	활하중	Ml	10.706	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	
			0.423	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			60.914	
Case 2	1.30		1.30		45.211	
Case 3	1.30	2.60		0.65	42.970	
Case 4	1.30	2.60	1.30		73.047	
Case 5	1.20		1.20	1.20	42.241	
적 용					73.047	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 73046694.1 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 ≒ 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0120

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 - 73046694.118 = 0 에서

As(req) = 1271.895 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0071

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1271.895

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1695.860

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2032.306

∴ As = 2032.306 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

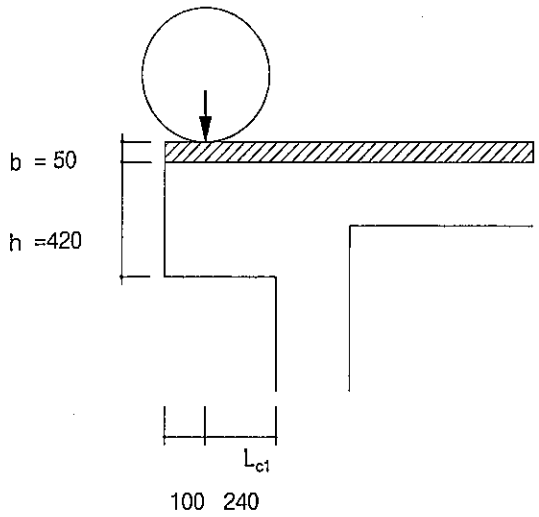
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ ϕ_f · Mn = 131.009 kN · m > Mu = 73.047 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_c = 0.1 + 0.240 = 0.340 m

Wd = 0.470 x 25 = 11.750 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.679 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.054 ≤ 0.300 ∴ i = 0.054

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.240 + 0.98 = 1.064 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 28.150 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 61.406 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 61406203.3 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 420.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 228.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = As \times fy$ = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

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

$T = C$ 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / $\beta 1$

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

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

$\varepsilon t = 0.0030 \times (dt - c) / c$ = 0.003 × (228.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0325

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

(2) 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b$ = 0.014 As (mm^2)

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

$-2.963\ As^2 + 77520\ As - 61406203.3 = 0$ 에서

As(req) = 817.690 (mm^2)

단면철근비 : $P = As / (b \times d)$ = 0.0036

최대철근비 : $Pmax = 0.714 \times 0.85 \times k1 \times (fck / fy) \times (600 / (600 + fy))$ = 0.0209

최소철근비 : $Pmin = 1.4 / fy$ = 0.0035

① As(req) = 817.690

② As(min) = 798.000 ∴ As = 817.69 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1090.253

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

$\sum$ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

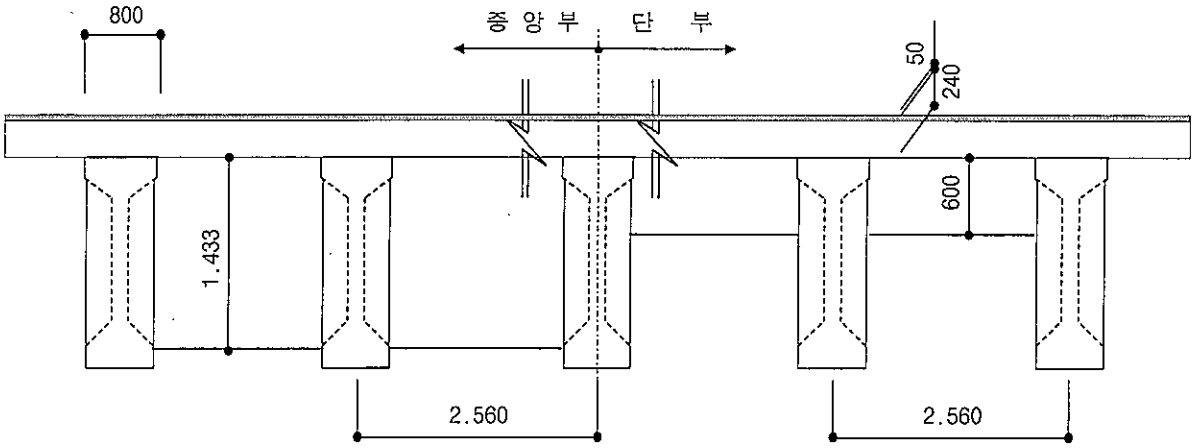
(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 95.852 kN · m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 22.679 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 95.852 kN · m > Mu = 61.406 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

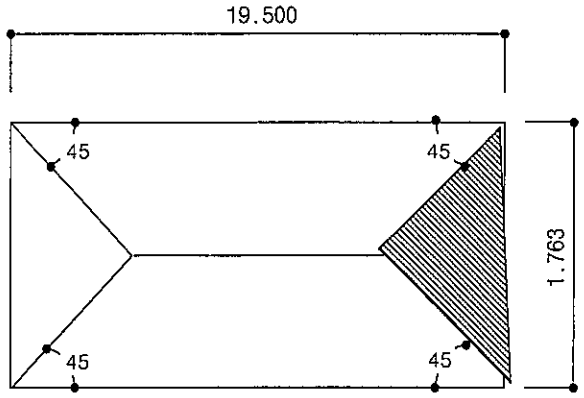
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.560 m

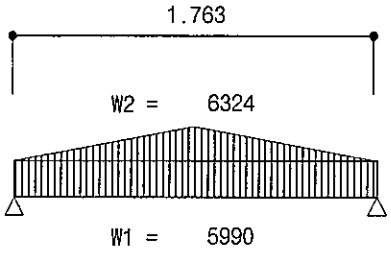
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 93.3 ° 가로보 사지간 1.760 ÷ SIN (93.3) = 1.763 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (93.3) = 0.399 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (93.3) × 0.600 × 2500 × 10 = 5990 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.881 × 2500 + 0.050 × 0.881 × 2350) × 10 = 6324 N/m

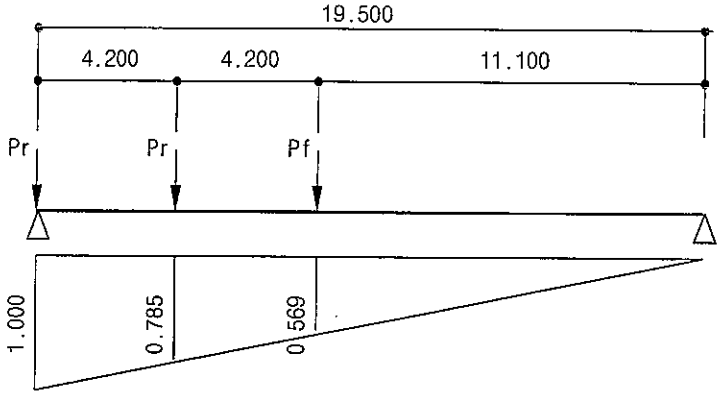
작용 단면력

Rad = 5990 × 1.763 × 1/2 + (1.763 × 6324 × 1/2) × 1/2 = 8067 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5990 \times 1.763^2}{8} + \frac{6324 \times 1.763^2}{12} = 3965 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



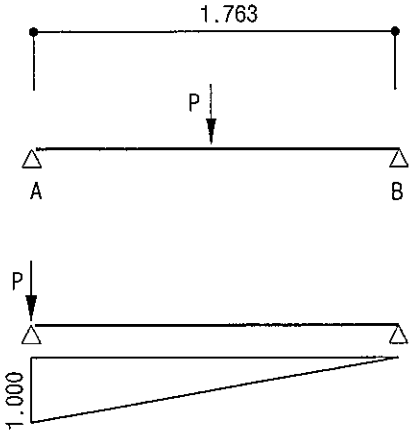
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 \quad < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.569)\} \times 1.252 = 231.619 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{231.619 \times 1.763}{4}$$

$$= 102.079 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

RAl = 231.619 × 1.000 = 231.619 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

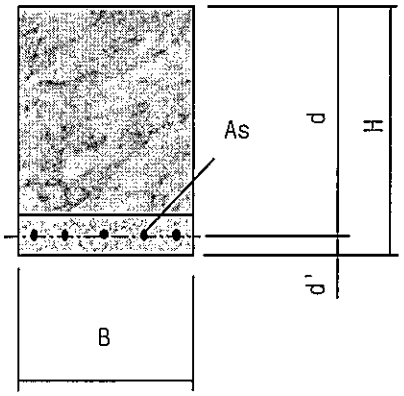
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	3.965	102.079
Vu	kN	8.067	231.619

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 3.965 + 2.150 \times 102.079 = 224.624$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 8.067 + 2.150 \times 231.619 = 508.468$ kN · m

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 224.624 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

= 224624000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,173.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 1,333.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,564.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

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

Max. a = 0.85 ×c = 327.25 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.68 mm

jd = d - a/2 = 745.16 mm

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

ΦMn = Φfy As jd = 288.844 kN·m > Mu = 224.624 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.763 ÷ 0.770 = 2.289 < 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 = 508.468 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 = 508.468 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

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

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

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

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

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

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.289}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.289}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026 \text{ kN}$$

- 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 = 508.468 kN O.K.

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

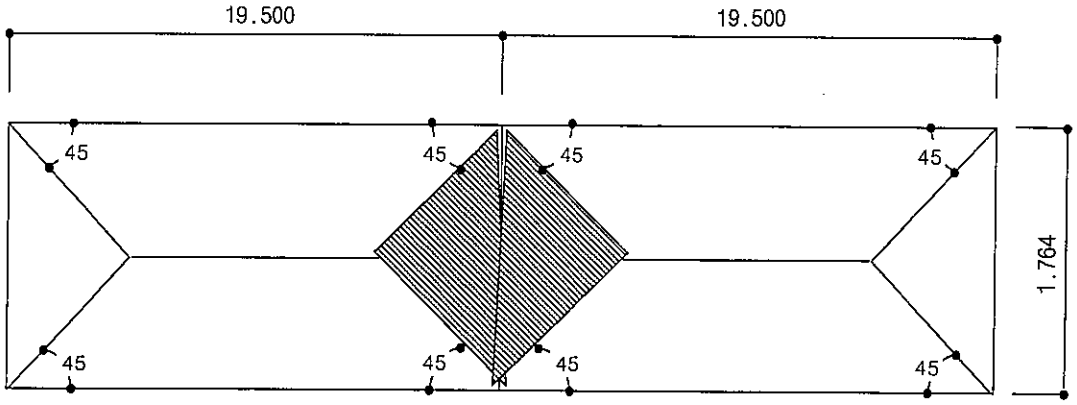
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.560 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 94.0 °　　가로보 사지간 : 1.760 ÷ SIN (94.0) = 1.764 m

2)작용하중

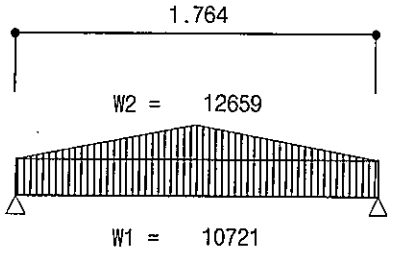
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (94.0) = 0.299 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (94.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10721 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.764 × 2500 + 0.050 × 1.764 × 2350) × 10 = 12659 N/m



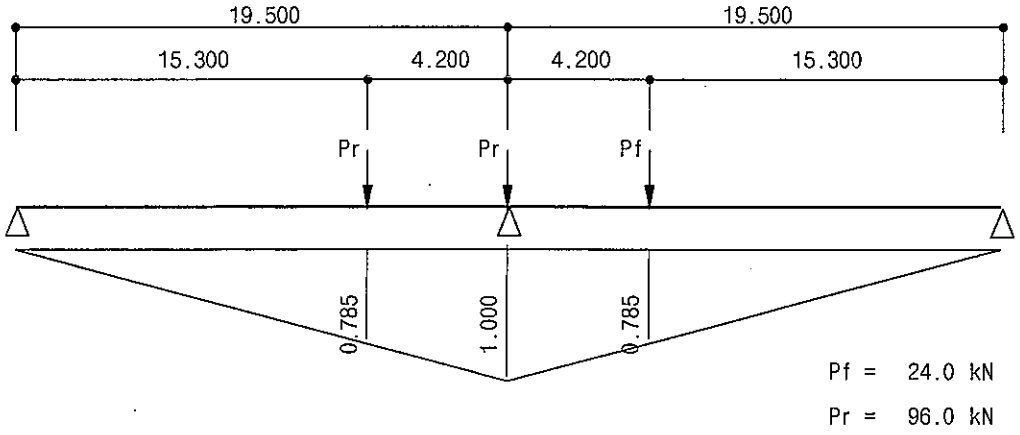
작용 단면력

Rad = 10721 × 1.764 × 1/2 + (1.764 × 12659 × 1/2) × 1/2 = 15041 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10721 \times 1.764^2}{8} + \frac{12659 \times 1.764^2}{12} = 7455 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

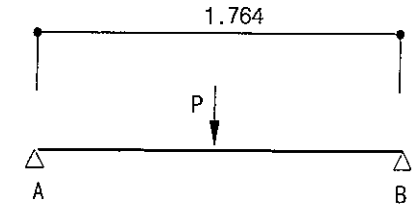
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

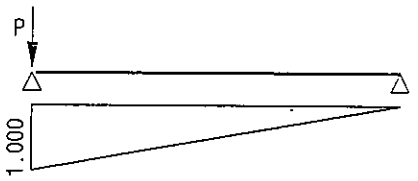
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.785)\} \times 1.252 = 238.150 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{238.150 \times 1.764}{4}$$

$$= 105.042 \ kN \cdot m$$



$$RA_l = 238.150 \times 1.000 = 238.150 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

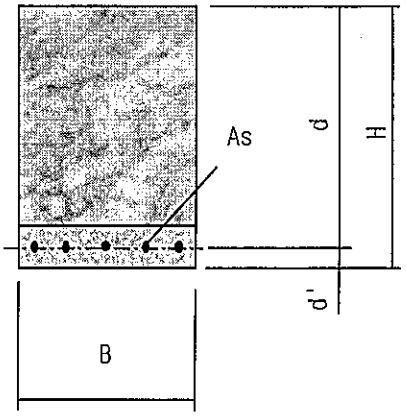
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	7.455	105.042
Vu	kN	15.041	238.150

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 7.455 + 2.150 \times 105.042 = 235.532 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 15.041 + 2.150 \times 238.150 = 531.576 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 235.532 kN·m

b = 300.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 235532000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 580.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 774.4 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 235.532 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.764 ÷ 1.603 = 1.101 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 531.576 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 531.576 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.101}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.101}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

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

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 531.576 kN O.K.

4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

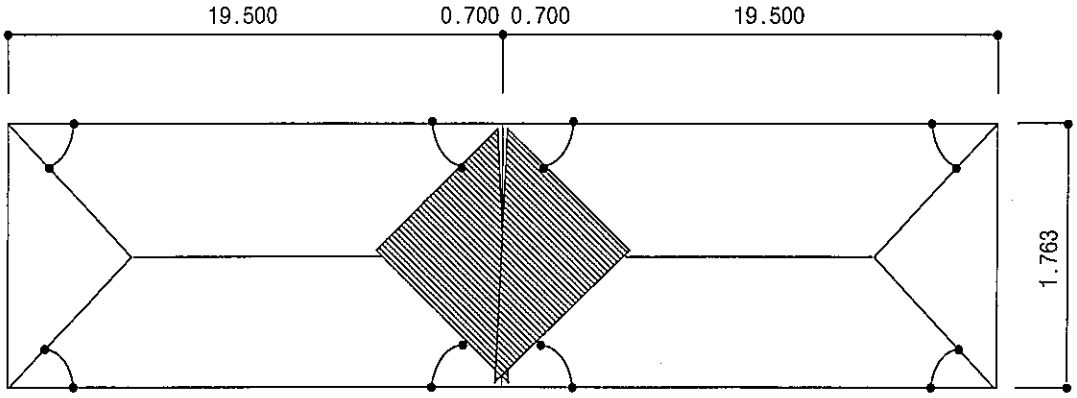
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.560 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.560 − 0.800 = 1.760 m

교량사각 : 93.3 °　　가로보 사지간 : 1.760 ÷ SIN(93.3) = 1.763 m

2)작용하중

(1)고정하중

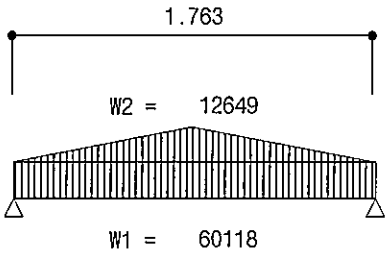


빔　　폭: 1.400 × SIN (93.3) = 1.398 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (93.3) × 1.433 × 2500 × 10 = 50073 N/m

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

(0.240 × 1.763 × 2500 + 0.050 × 1.763 × 2350) × 10 = 12649 N/m



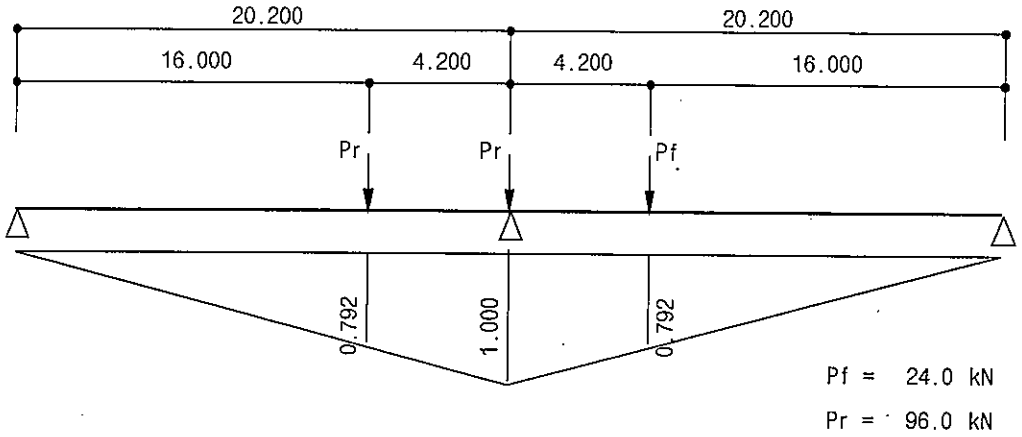
작용 단면력

Rad = 60118 × 1.763 × 1/2 + (1.763 × 12649 × 1/2) × 1/2 = 58565 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60118 \times 1.763^2}{8} + \frac{12649 \times 1.763^2}{12} = 26630 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



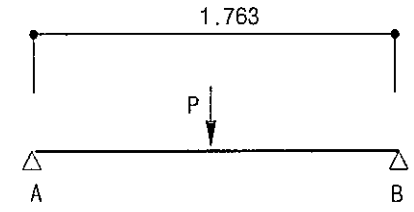
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 20.200}$ = 0.249 ∴ 0.3

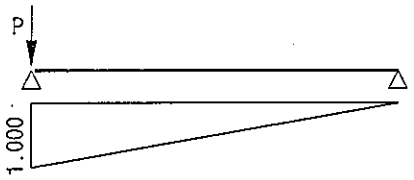
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.792) + 24.0 × 0.792)} × 1.249 = 238.641 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.641 \times 1.763}{4}$$

$$= 105.174 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 238.641 \times 1.000 = 238.641 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	26.630	105.174
Vu	kN	58.565	238.641

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 26.630 + 2.150 \times 105.174 = 260.743$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 58.565 + 2.150 \times 238.641 = 589.213$ kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 260.743 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-1.190\ As^2 + 408765\ As$

$= 260743000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 639.1 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d =$ 9,717.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 852.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 801.50 mm > $c = a/0.85$ = 16.70 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 681.28 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b)$ = 14.19 mm

$jd = d - a/2$ = 1595.90 mm

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

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 618.613 kN·m > Mu = 260.743 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 1.763 ÷ 1.603 = 1.100 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 589.213 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 589.213 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

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

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.100}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.100}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

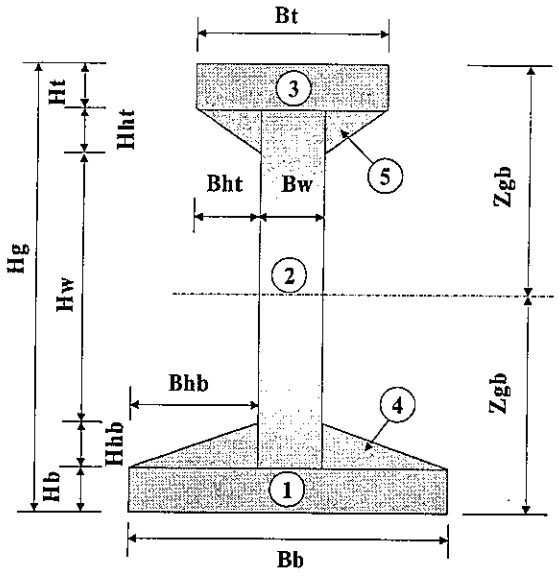
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 589.213 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

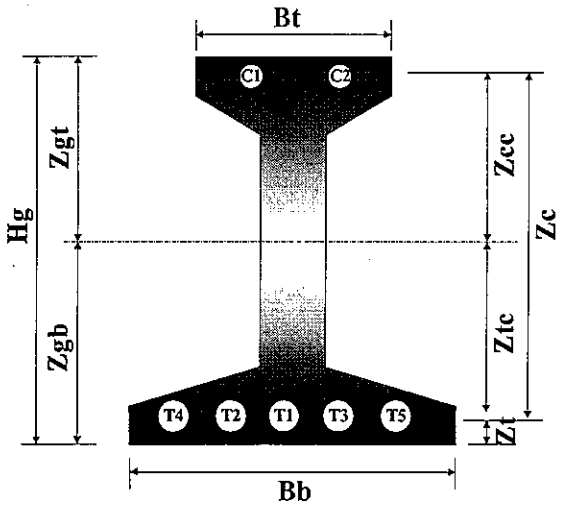


< 단위 : m >

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 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
Σ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\Sigma(A \times z) / \Sigma A$ = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\Sigma Io + \Sigma(A \times z^2) - \Sigma A \times zgb^2$ 0.348084 m^4

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

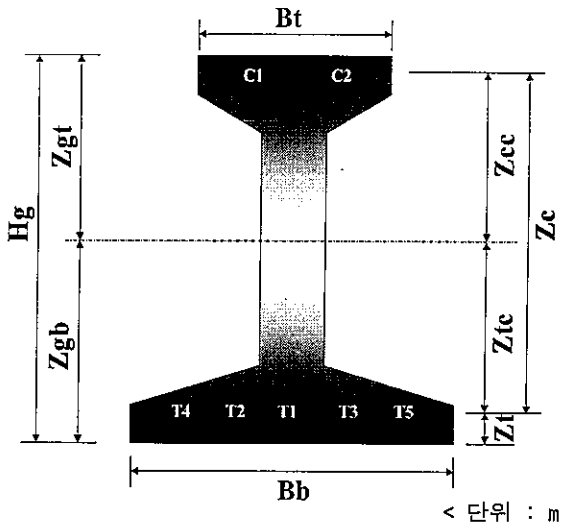
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.332823 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	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	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T3	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T4	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00804	0.1431	0.00115	0.00018	1.402E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 2.0611E-05 m⁴

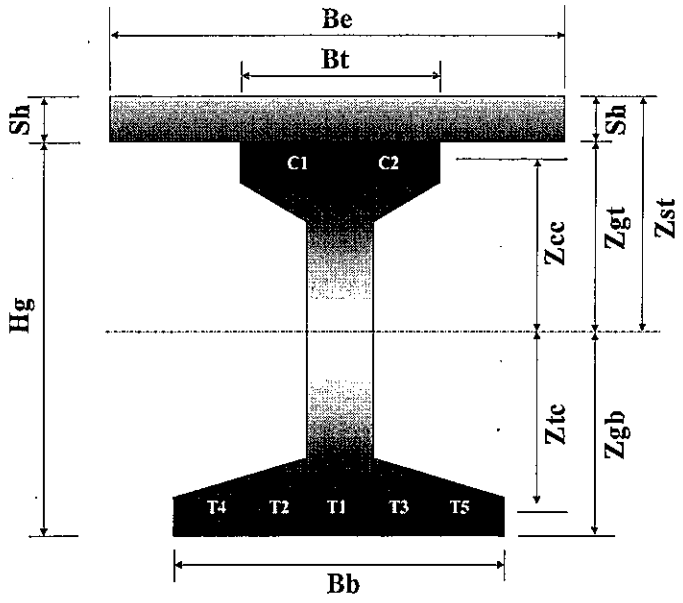
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05208	0.143	0.00745	0.00107	1.334E-04
Σ		0.90678	0.745	0.67528	0.53613	0.332958

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.744702 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.055298 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.930298 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.601598 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.366205 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.268 m

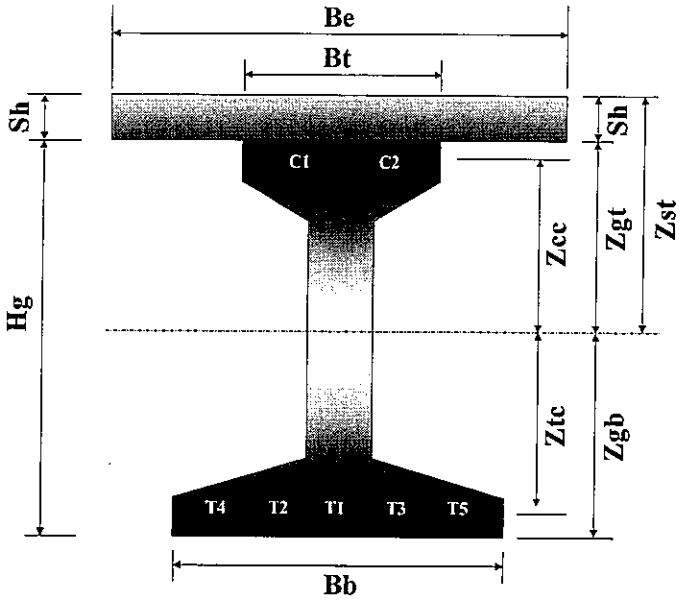
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.518	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.708	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.418	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.418	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.52229	1.920	1.00279	1.92536	0.002507
Σ		1.42907	1.174	1.67807	2.42824	0.368712

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.174244 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.625756 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.500756 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.031140 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.865756 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 = 0.826491 m^4

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

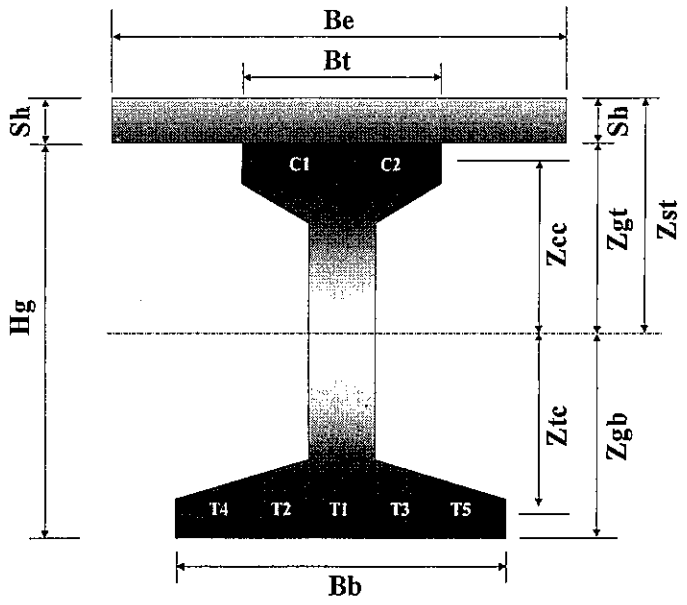
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.500	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.500	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.54000	1.920	1.03680	1.99066	0.002592
Σ		1.44678	1.183	1.71208	2.49354	0.368797

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.183373 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.616627 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.491627 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.040270 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.856627 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.836306 m^4

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.387 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.637 m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.827 m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.537 m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.537 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.54799	1.920	1.05214	2.02012	0.002630
Σ		1.45477	1.187	1.72742	2.52300	0.368836

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.187420 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.612580 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.487580 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.044317 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.852580 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.840657 m⁴

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.42907	0.826491	0.866	0.626	-1.174	0.501	-1.031

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.44678	0.836306	0.857	0.617	-1.183	0.492	-1.040

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.45477	0.840657	0.853	0.613	-1.187	0.488	-1.044

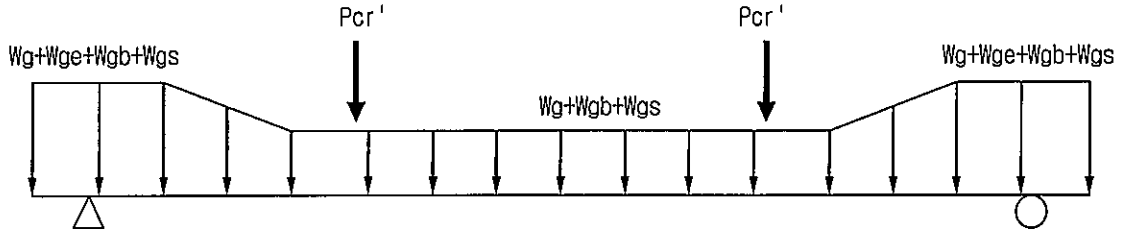
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1 ×	25000	× 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA ×	17 EA		=	562	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.418 × 25000 = 14508 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.500 × 25000 = 15000 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.537 × 25000 = 15222 N/m

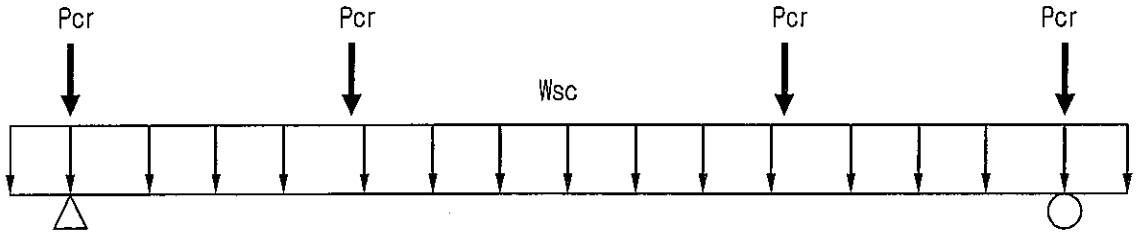
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.25 × 25000 = 13438 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.50 × 25000 = 26875 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.25 × 25000 = 13438 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

- 중분대(우) : A × w = 0.421 × 25000 = 10531 N/m

(3) 중앙부 하중

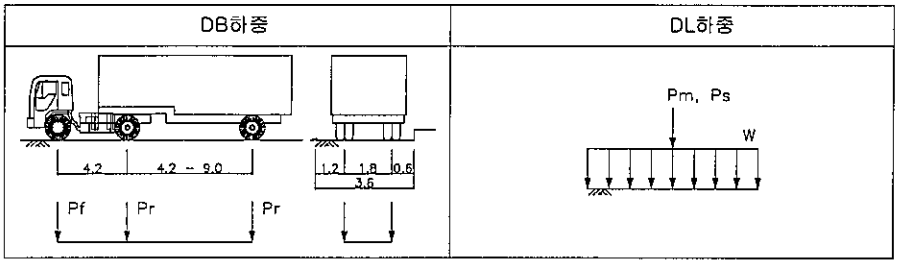
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.841675	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.023404	0.003911
요소 중심간격(V)	2.500	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 6.228m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 10102.780

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.680$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 120.361

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.148$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

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

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

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

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

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

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

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

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

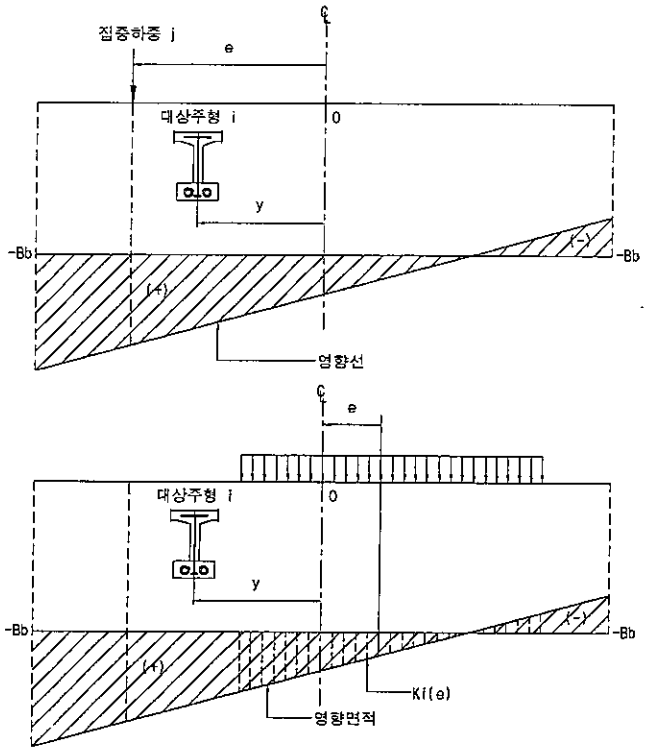
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 5.059	G2 2.559	G3 0.059	G4 -2.441	G5 -4.941	합계 (∑)
-1.00×Bb	-6.227	-0.060	-0.028	0.065	0.296	0.726	1.000
-0.75×Bb	-4.671	-0.032	0.029	0.135	0.318	0.550	1.000
-0.50×Bb	-3.114	0.000	0.089	0.205	0.330	0.375	1.000
-0.25×Bb	-1.557	0.046	0.156	0.267	0.301	0.230	1.000
0.00×Bb	0.000	0.117	0.229	0.297	0.234	0.123	1.000
0.25×Bb	1.557	0.224	0.296	0.269	0.160	0.051	1.000
0.50×Bb	3.114	0.368	0.328	0.207	0.092	0.004	1.000
0.75×Bb	4.671	0.541	0.318	0.138	0.032	-0.029	1.000
1.00×Bb	6.227	0.714	0.297	0.069	-0.024	-0.056	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.059	G2 2.559	G3 0.059	G4 -2.441	G5 -4.941	합계 (∑)
방호벽(좌)	6.042	0.694	0.299	0.077	-0.017	-0.053	1.000
중분대(우)	-5.923	-0.054	-0.017	0.079	0.301	0.691	1.000
콘크리트포장	0.080	2.180	2.348	2.405	2.332	2.130	11.395

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.059	G2 2.559	G3 0.059	G4 -2.441	G5 -4.941	합계 (∑)
DB1	4.278	0.995	0.640	0.310	0.095	-0.040	2.000
DB2	1.278	0.416	0.562	0.542	0.348	0.132	2.000
DB3	-1.722	0.089	0.299	0.513	0.599	0.500	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.059	G2 2.559	G3 0.059	G4 -2.441	G5 -4.941	합계 (∑)
DL1	4.278	0.497	0.323	0.155	0.046	-0.021	1.000
DL2	1.278	0.202	0.286	0.277	0.173	0.062	1.000
DL3	-1.722	0.041	0.149	0.261	0.307	0.243	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	0.995	0.640	0.310	0.095	-0.040	2.000
DB2	0.416	0.562	0.542	0.348	0.132	2.000
DB3	0.089	0.299	0.513	0.599	0.500	2.000
DB12	1.411	1.202	0.852	0.443	0.093	4.000
DB13	1.084	0.939	0.824	0.693	0.460	4.000
DB23	0.506	0.861	1.055	0.946	0.632	4.000
DB123	1.350	1.351	1.229	0.937	0.533	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.497	0.323	0.155	0.046	-0.021	1.000
DL2	0.202	0.286	0.277	0.173	0.062	1.000
DL3	0.041	0.149	0.261	0.307	0.243	1.000
DL12	0.699	0.608	0.433	0.220	0.041	2.000
DL13	0.537	0.471	0.416	0.353	0.222	2.000
DL23	0.242	0.434	0.539	0.480	0.305	2.000
DL123	0.665	0.681	0.624	0.474	0.256	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2887.9	3112.4	3023.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1203.8	1291.4	1283.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3301.2	2814.4	3287.0		
DL 활하중	3091.5	2606.8	3080.9		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3301.2	2814.4	3287.0		
합 계	11733.0	11558.3	11934.0		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	289.6	305.9	303.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	147.9	120.1	156.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	392.7	404.7	386.2		
DL 활하중	365.2	359.2	359.7		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	392.7	404.7	386.2		
합 계	1306.0	1306.5	1321.9		

8.3 반력종합

8.3.1 S5 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	309.591	339.562	339.562	339.562	323.835	
합성후	153.099	121.400	111.664	123.919	163.400	
ADD	955.891	954.164	944.428	956.684	980.437	
DB1	10.559	44.572	110.761	193.268	265.842	
DB2	57.878	110.913	158.185	163.794	130.761	
DB3	157.071	175.408	149.844	95.454	43.070	
DB12	58.937	153.867	268.148	356.933	395.718	
DB13	158.127	218.343	259.829	288.617	308.033	
DB23	214.948	286.321	308.029	259.248	173.831	
DB123	194.393	296.348	376.191	407.160	394.914	
DL1	11.546	42.325	100.125	171.027	252.306	
DL2	56.297	98.730	138.702	144.760	125.431	
DL3	149.601	155.859	131.484	85.475	42.317	
DL12	58.581	139.164	237.916	315.629	376.659	
DL13	151.842	196.285	230.698	256.352	293.588	
DL23	205.904	254.615	270.146	230.187	167.690	
DL123	187.363	265.532	332.456	360.973	377.092	
ENV	214.948	296.348	376.191	407.160	395.718	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1170.840	1250.512	1320.619	1363.844	1376.155	

8.3.2 S5 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	309.591	339.562	339.562	339.562	323.835	
합성후	153.975	120.799	111.664	124.604	162.44	
ADD	956.768	953.564	944.428	957.369	979.477	
DB1	10.646	45.372	110.753	194.293	265.038	
DB2	58.173	111.331	158.19	163.886	130.241	
DB3	157.65	175.112	149.838	94.915	42.831	
DB12	59.304	155.135	268.142	358.069	394.413	
DB13	158.777	218.898	259.812	289.122	307.01	
DB23	215.823	286.442	308.028	258.802	173.072	
DB123	195.244	297.222	376.18	407.697	393.524	
DL1	11.621	43.193	100.127	172.448	250.959	
DL2	56.65	99.137	138.721	145.002	124.694	
DL3	150.466	155.362	131.457	84.923	42.048	
DL12	58.97	140.505	237.93	317.315	374.599	
DL13	152.743	196.723	230.666	257.244	291.995	
DL23	207.123	254.525	270.139	229.877	166.685	
DL123	188.493	266.292	332.445	361.994	374.996	
ENV	215.823	297.222	376.18	407.697	394.413	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(Σ)	1172.591	1250.786	1320.609	1365.066	1373.89	

8.3.3 S5 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	309.591	339.562	339.562	339.562	323.835	
합성후	153.099	121.400	111.664	123.919	163.400	
ADD	955.891	954.164	944.428	956.684	980.437	
DB1	268.983	194.432	108.860	43.809	10.215	
DB2	132.963	164.947	157.236	109.722	56.987	
DB3	43.730	96.596	151.163	174.322	154.483	
DB12	401.110	359.282	265.339	152.034	57.830	
DB13	311.874	290.910	259.283	216.614	155.323	
DB23	176.693	261.542	308.400	284.044	211.470	
DB123	400.337	410.264	374.849	293.705	191.086	
DL1	254.407	172.850	98.656	41.843	11.121	
DL2	127.036	146.120	137.923	97.746	55.662	
DL3	42.858	86.366	132.516	154.435	147.673	
DL12	380.463	318.855	235.686	137.818	57.596	
DL13	296.286	259.100	230.279	194.506	149.606	
DL23	169.894	232.486	270.439	252.181	203.335	
DL123	381.006	364.732	331.379	263.036	184.743	
ENV	401.110	410.264	374.849	293.705	211.470	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1357.002	1364.429	1319.277	1250.389	1191.907	

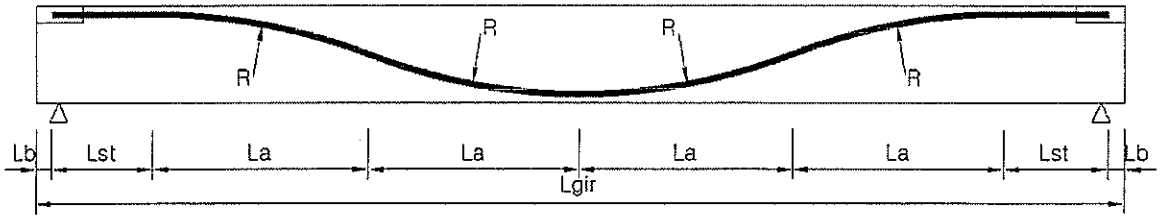
8.3.4 S5 중점축(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	309.591	339.562	339.562	339.562	323.835	
합성후	153.975	120.799	111.664	124.604	162.44	
ADD	956.768	953.564	944.428	957.369	979.477	
DB1	269.778	193.365	108.868	42.998	10.132	
DB2	133.485	164.822	157.231	109.285	56.696	
DB3	43.974	97.117	151.17	174.582	153.904	
DB12	402.408	358.071	265.346	150.736	57.473	
DB13	312.894	290.345	259.301	216.012	154.678	
DB23	177.459	261.94	308.401	283.867	210.6	
DB123	401.725	409.644	374.861	292.771	190.243	
DL1	255.764	171.379	98.656	40.962	11.051	
DL2	127.784	145.843	137.901	97.321	55.316	
DL3	43.134	86.901	132.543	154.892	146.82	
DL12	382.547	317.084	235.672	136.445	57.219	
DL13	297.896	258.141	230.313	194.017	148.723	
DL23	170.918	232.744	270.444	252.213	202.137	
DL123	383.129	363.62	331.39	262.212	183.637	
ENV	402.408	409.644	374.861	292.771	210.6	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1359.176	1363.208	1319.289	1250.139	1190.077	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

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

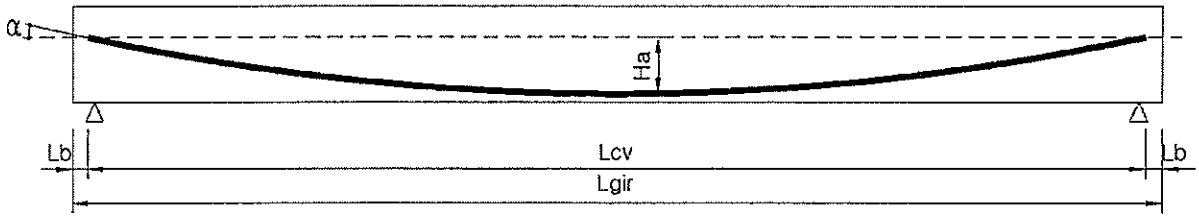
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 191969 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 173863 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

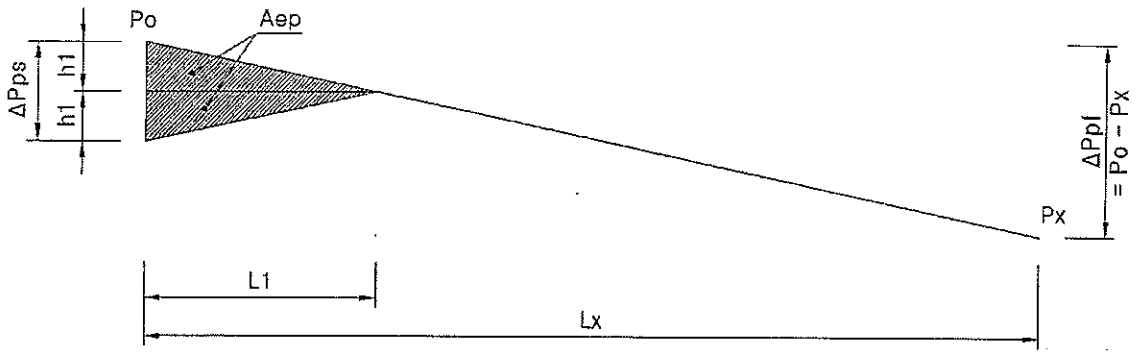
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

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

	Ha	a	α(rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	406035
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	366623
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	326695
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$: 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep / p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면. ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
C2	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
T1	19.636	9776	1165080	10.917	213450	0
T2	19.610	20706	2829480	11.690	484095	0
T3	19.579	18726	2829480	12.292	460363	0
T4	19.566	16697	2829480	13.018	434719	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

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

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

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

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

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

- 긴장회수(N) = 3 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 = 0.83842 m^2 , Inet = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3400000	-406035	0	2993965	-0.639012	4
T3	3400000	-366623	0	3033377	-0.639012	1
T4	3400000	-326695	0	3073305	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.340	14.680	-2.778	11.903	81.892	193.092
T4	7.436	7.244	-2.778	4.467	30.730	72.459
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.244	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-45.060
Σ	22.020	21.925	-8.333	13.592	93.512	220.491

Δfpe의 평균치 : 31.171 MPa

ΔPpe의 평균치 : 73.497 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N · m)
C1	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
C2	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
PS강봉 소계(압축)					-1026137	0.91099	-934798
T1	1200000	-191969	0	0	1008031	-0.48901	-492940
T2	3400000	-406035	0	45060	3039025	-0.63901	-1941975
T3	3400000	-366623	0	-193092	2840285	-0.63901	-1814978
T4	3400000	-326695	0	-72459	3000846	-0.63901	-1917578
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					9888187	-0.61966	-6167470

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN·m)	저항단면
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2887.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1203.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3301.20	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2887.90}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.322	-5.873	47.495	-30.714	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1203.80}{0.82649} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fal	MPa	1.135	0.820	0.911	-1.710	4.722	-9.723	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3301.2 + 0}{0.82649} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fll	MPa	3.112	2.249	2.499	-4.690	12.949	-26.664	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4291} + n \cdot \frac{301.9}{0.8265} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fsh	MPa	0.100	0.021	0.024	-0.634	-0.142	3.765	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.25 = 144.828$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.74 + -1.50 = -6.25$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2888}{0.36621} \quad -0.602 = -4.744 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1204}{0.82649} \quad -1.031 = -1.502 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -144.828 \times 0.008 = -1165.086$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1165.086}{1.4291} + n \cdot \frac{1201.367}{0.8265} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fcr	MPa	0.399	0.085	0.094	-2.522	-0.566	14.982	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17\ + 47.50\ + 4.72\ ) \times 0.03 = 13.812\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.812 \times 0.0025 = -34.722\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.722}{1.4291} + n \cdot \frac{-17.387}{0.8265} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
frgb	MPa	-0.038	-0.034	-0.037	0.000	-0.226	-0.017	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	144.828	12.098
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	144.828	11.973
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	144.828	23.244
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	144.828	19.313
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	579.313	66.628
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	144.828	16.657

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.657 \times 0.0080 = -134.00\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.00}{1.4291} + n \cdot \frac{138.17}{0.8265} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
frgs	MPa	0.046	0.010	0.011	-0.290	-0.065	1.723	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 3.6621E+11 / 27804.0636 \times 2506982400 = 162.292$

$B = 1 + m = 1 + 162.292 = 163.292$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 162.292 \times 0.12 = -18.420$ m

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

$= 1.114 + 0.404 + 162.292 \times 0.005 + 162.292 \times 0.014$

$= 4.634$

$P = (1383.68 + 1160.92011) / 2 \times (138.7 \times 58)$

$= 10235145$ 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)

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

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

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

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

$= -1438301.582$ N

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

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

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

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

$= -170680.286$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 92215.204$ N

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

$= 10402.105$ 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

$= 2.662$ MPa

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

$= 2.846$ MPa

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

$= -6.452$ MPa

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

$= 1.848$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.145$ MPa

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

$= -0.208$ MPa

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

$= 0.412$ MPa

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

$= -0.117$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.662	2.846	-6.452	1.848	-5.688	1.493	
fsh2	MPa	-0.145	-0.208	0.412	-0.117	0.363	-0.095	
f2	MPa	2.517	2.637	-6.040	1.730	-5.324	1.398	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			3112.40	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1291.40	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2814.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3112.40}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.969	-6.329	51.188	-33.102	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1291.40}{0.83631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
fal	MPa	1.191	0.857	0.952	-1.827	4.915	-10.400	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2814.4 + 0}{0.83631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
fll	MPa	2.595	1.868	2.075	-3.982	10.711	-22.664	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4468} + n \cdot \frac{301.9}{0.8363} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
fsh	MPa	0.096	0.018	0.020	-0.630	-0.161	3.742	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.71 = 141.614$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.11 + -1.59 = -6.71$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3112}{0.36621} \quad -0.602 = -5.113 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1291}{0.83631} \quad -1.031 = -1.592 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -141.614 \times 0.008 = -1139.228$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1139.228}{1.4468} + n \cdot \frac{1174.704}{0.8363} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
fcr	MPa	0.374	0.071	0.079	-2.450	-0.627	14.558	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17\ + 51.19\ + 4.91\ ) \times 0.03 = 13.928\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.928 \times 0.0025 = -35.015\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.015}{1.4468} + n \cdot \frac{-17.534}{0.8363} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
frgb	MPa	-0.038	-0.033	-0.037	0.001	-0.223	-0.015	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	141.614	12.259
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	141.614	12.134
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	141.614	23.404
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	141.614	19.474
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	566.456	67.271
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	141.614	16.818

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.818 \times 0.0080 = -135.29\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-135.29}{1.4468} + n \cdot \frac{139.50}{0.8363} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.857	0.617	0.617	-1.183	0.492	-1.040	
frgs	MPa	0.044	0.008	0.009	-0.291	-0.074	1.729	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00263036 = 154.680$

$B = 1 + m = 1 + 154.680 = 155.680$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 154.680 \times 0.12 = -17.506\ m$

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

$= 1.114 + 0.404 + 154.680 \times 0.005 + 154.680 \times 0.014$

$= 4.487$

$P = (1383.68 + 1164.35755) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10248971\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1540789.569\ N$

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

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

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

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

$= -183226.349\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 93568.113\ N$

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

$= 10521.785\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.736$ MPa

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

$= 2.888$ MPa

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

$= -6.913$ MPa

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

$= 1.980$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.139$ MPa

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

$= -0.203$ MPa

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

$= 0.418$ MPa

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

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.736	2.888	-6.913	1.980	-6.094	1.599	
fsh2	MPa	-0.139	-0.203	0.418	-0.119	0.369	-0.096	
f2	MPa	2.597	2.685	-6.495	1.861	-5.725	1.503	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			3023.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1283.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3287.00	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3023.60}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.713	-6.149	49.727	-32.157	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1283.30}{0.84066} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
fal	MPa	1.171	0.842	0.935	-1.813	4.819	-10.321	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3287 + 0}{0.84066} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
fll	MPa	3.000	2.156	2.395	-4.643	12.342	-26.435	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4548} + n \cdot \frac{301.9}{0.8407} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
fsh	MPa	0.094	0.017	0.019	-0.628	-0.169	3.731	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.54 = 142.762$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.97 + -1.57 = -6.54$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3024}{0.36621} \quad -0.602 = -4.967 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1283}{0.84066} \quad -1.031 = -1.574 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -142.762 \times 0.008 = -1148.466$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1148.466}{1.4548} + n \cdot \frac{1184.230}{0.8407} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
fcr	MPa	0.370	0.066	0.073	-2.462	-0.664	14.635	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17\ + 49.73\ + 4.82\ ) \times 0.03 = 13.881\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.881 \times 0.0025 = -34.898\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.898}{1.4548} + n \cdot \frac{-17.475}{0.8407} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
frgb	MPa	-0.038	-0.033	-0.037	0.001	-0.221	-0.015	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	142.762	12.201
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	142.762	12.077
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	142.762	23.347
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	142.762	19.416
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	571.050	67.041
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	142.762	16.760

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.760 \times 0.0080 = -134.83\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.83}{1.4548} + n \cdot \frac{139.03}{0.8407} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.853	0.613	0.613	-1.187	0.488	-1.044	
frgs	MPa	0.043	0.008	0.009	-0.289	-0.078	1.718	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00263036 = 154.680$

$B = 1 + m = 1 + 154.680 = 155.680$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 154.680 \times 0.12 = -17.506\ m$

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

$= 1.114 + 0.404 + 154.680 \times 0.005 + 154.680 \times 0.014$

$= 4.487$

$P = (1383.68 + 1163.12944) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10244032\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1508490.039\ N$

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

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

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

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

$= -179152.226\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 93568.113\ N$

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

$= 10521.785\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.668$ MPa

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

$= 2.838$ MPa

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

$= -6.767$ MPa

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

$= 1.938$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.139$ MPa

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

$= -0.203$ MPa

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

$= 0.418$ MPa

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

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.668	2.838	-6.767	1.938	-5.966	1.566	
fsh2	MPa	-0.139	-0.203	0.418	-0.119	0.369	-0.096	
f2	MPa	2.529	2.635	-6.349	1.819	-5.597	1.469	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.839

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.322	-5.873	47.495	-30.714	
4	fal	1.135	0.820	0.911	-1.710	4.722	-9.723	
5	fll	3.112	2.249	2.499	-4.690	12.949	-26.664	
6	fsh	0.100	0.021	0.024	-0.634	-0.142	3.765	
7	fcr	0.399	0.085	0.094	-2.522	-0.566	14.982	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.037	0.000	-0.226	-0.017	
9	frgs	0.046	0.010	0.011	-0.290	-0.065	1.723	
10	f2	2.517	2.637	-6.040	1.730	-5.324	1.398	
계		7.271	5.789	7.756	2.922	467.012	-1274.421	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	±0.0000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.2 G2~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.969	-6.329	51.188	-33.102	
4	fal	1.191	0.857	0.952	-1.827	4.915	-10.400	
5	fll	2.595	1.868	2.075	-3.982	10.711	-22.664	
6	fsh	0.096	0.018	0.020	-0.630	-0.161	3.742	
7	fcr	0.374	0.071	0.079	-2.450	-0.627	14.558	
8	frgb	-0.038	-0.033	-0.037	0.001	-0.223	-0.015	
9	frgs	0.044	0.008	0.009	-0.291	-0.074	1.729	
10	f2	2.597	2.685	-6.495	1.861	-5.725	1.503	
계		6.859	5.473	7.545	3.263	468.171	-1273.820	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.841

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.713	-6.149	49.727	-32.157	
4	fal	1.171	0.842	0.935	-1.813	4.819	-10.321	
5	fll	3.000	2.156	2.395	-4.643	12.342	-26.435	
6	fsh	0.094	0.017	0.019	-0.628	-0.169	3.731	
7	fcr	0.370	0.066	0.073	-2.462	-0.664	14.635	
8	frgb	-0.038	-0.033	-0.037	0.001	-0.221	-0.015	
9	frgs	0.043	0.008	0.009	-0.289	-0.078	1.718	
10	f2	2.529	2.635	-6.349	1.819	-5.597	1.469	
계		7.172	5.690	7.730	2.747	468.328	-1276.545	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2887.90	30891	0.3662	40.45
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8265	10.83
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8265	5.82
활하중	3301.20	30891	0.8265	20.49

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	3112.40	30891	0.3662	43.59
합성후 고정하중	1291.40	30891	0.8363	8.33
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8265	5.82
활하중	2814.40	30891	0.8265	17.47

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 270.458 mm

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

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

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

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

= 1.711 × 0.47 = 0.804

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 270.458

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

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

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

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

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 40.45 + 10.83 + -103.63)

= 16.43 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 43.59 + 8.33 + -103.63)

= 17.16 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-42.57	-42.57	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-76.79	-76.79	
바닥판 타설 후	-36.34	-33.20	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-3.27	-1.89	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	20.49	17.47	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 20.49 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G4 거더

δv = 17.47 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 18058920.0 N · m

2) 단면 제원

b = 2500.0 mm (압축 플랜지의 폭)

dp = 1896.9 mm

Ap1 = 0.0080446 m^2 = 8044.6 mm^2 (강연선 총면적)

Ap2 = 0.002514 m^2 = 2514 mm^2 (강봉 총면적)

Fck = 27 MPa (슬래브 콘크리트 강도)

Fck = 40 MPa (빔 콘크리트 강도)

Fput = 1900 MPa (극한인장강도)

Fpyt = 1600 MPa (항복강도)

Fpuc = 1050 MPa (극한인장강도)

Fpyc = 950 MPa (항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

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

$\rho p1$ = Ap / (b × dp) = 0.001696

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)] = 1825.9 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 256.0 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 256.0 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.115

qp (=0.115) < 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)] = 33364.27 kN · m

$\Phi \cdot Mn$ (=33364.274) > Mu (=18058.92) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18352.780 kN · m

fpe = 22.547 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-18352.78) < $\Phi \cdot Mn$ (=33364.274) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G5 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	475.80	3.92
합성전	289.62	1.47
합성후	147.89	3.86
활하중	392.68	22.83

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2031.6 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) = 6859.6 kN · m

fpe = 22.547 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 56.01 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1413.03 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 173882.92 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 173882.92 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = $(0.29 \times \sqrt{fck} + 0.3 \times fpc) \times bw \times d + V$ = 8584166 N = 8584.17 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8584.2 kN

3) ø Vc = 0.80 × 8584.2 = 6867.3 kN

1/2 ø Vc = 3,433.666 kN

∴ Vu < 1/2ø Vc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G5 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	454.52	251.92
합성전	281.65	155.63
합성후	143.04	76.15
활하중	384.98	208.76

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1970.7 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) - 3859.6 kN · m

fpe = 22.547 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 750.15 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1379.80 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 13162.91 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 13162.91 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3625.3 kN

3) øVc = 0.80 × 3625.3 = 2900.2 kN

1/2 øVc = 1,450.121 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G5 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	223.61	1166.10
합성후	107.79	577.80
활하중	330.02	1485.00

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1574.5 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) = 6859.6 kN · m

fpe = 22.547 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 5459.82 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1140.36 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1857.75 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1857.75 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1857.8 kN

3) øVc = 0.80 × 1857.8 = 1486.2 kN

1/2 øVc = 743.101 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

= (1574.5 - 1486.2) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= 102.21 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ∧s / fy = 33.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 102.21 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.081$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.5 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 725000$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.081 \times 725000 = 58725$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58725 / (2.5 \times 0.80)$

$= 0.059$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.21$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 870000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.21 \times 870000 = 182700$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 182700 / (2.5 \times 0.80)$

$= 0.183$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 913.3 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.700$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

$dp = 2.040 - 0.700 = 1.340$ m $\leq 0.8 \times 2.0 = 1.632$ m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 392.7 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.301 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.700 + 2.15 x 0.301

= 1.557 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(0.700 + 0.301 + 0.059)

= 1.378 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.059 + 0.183)

= 0.315 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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²

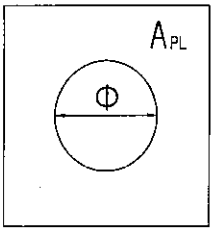
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

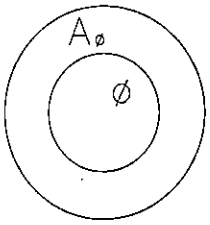
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m^2)$	$A\Phi(m^2)$	$\Phi(m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,400,000	3,039,025	2,549,770
T3	3,400,000	2,840,285	2,383,025
T4	3,400,000	3,000,846	2,517,737
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{((Ab' / Ab) - 0.2)} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T3	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T4	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

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

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,039,025	0.115	26.4	31.7	O.K
T3	15.2/17연선	2,840,285	0.115	24.7	31.7	O.K
T4	15.2/17연선	3,000,846	0.115	26.1	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

$\sum$Po (도입긴장력) = 10200000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 10200000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10200000 × sin 0.12467

= 1847067.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1847067.7 / (0.8 × 300.0) = 9235.3 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준, P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × $\sum$Po = 0.02 × 1847067.700 = 36941.354 N

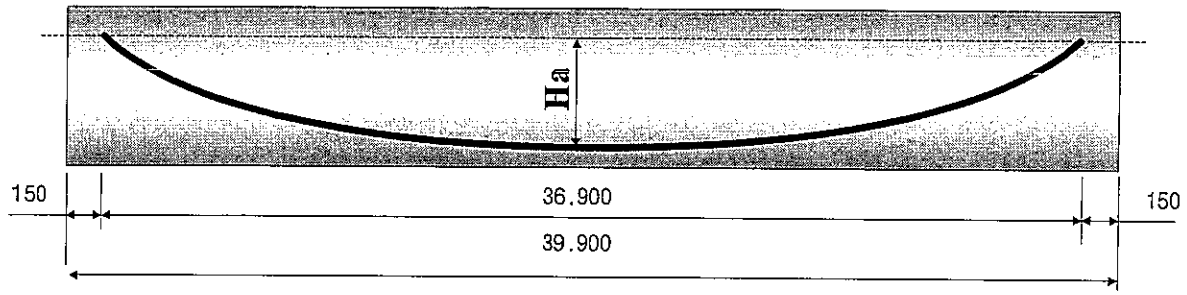
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 36941.354 / 180 = 205.230 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0023579	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0023579	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0023579	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

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

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
C2	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
T1	4	1200.00	1008.03	39.272	223.283
T2	4	3400.00	3039.03	39.219	267.752
T3	1	3400.00	2840.29	39.157	259.080
T4	2	3400.00	3000.85	39.131	265.567
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 78.000 m

17.1.1 교대1

(1) 온도변화에 의한 이동량

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

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 78.000 = 0.0312 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 78 = 0.008 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 78 = 0.016 m

(4) 신축 여유량

(31 + 7.80 + 15.60) × 20 % + 10.0 = 20.9 mm

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

∴ 31.2 + 7.8 + 15.6 + 20.9 = 75.5 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	31.2	7.8	15.6	20.9	75.5	NO.120

* 지진시 여유량을 고려하여 NO-120을 적용함.

17.1.2 교대2

(1) 온도변화에 의한 이동량

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

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 39.000 = 0.0156 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 39 = 0.004 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 39 = 0.008 m

(4) 신축 여유량

(16 + 3.90 + 7.80) × 20 % + 10.0 = 15.5 mm

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

∴ 15.6 + 3.9 + 7.8 + 15.5 = 42.8 mm

(단위:mm)

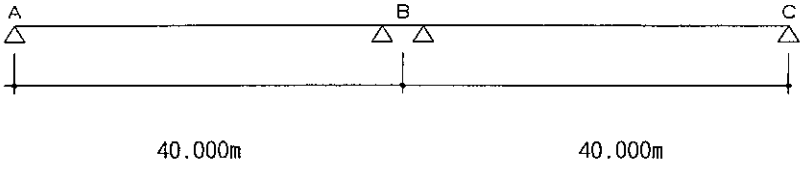
구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	15.6	3.9	7.8	15.5	42.8	NO.60

4.6 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.

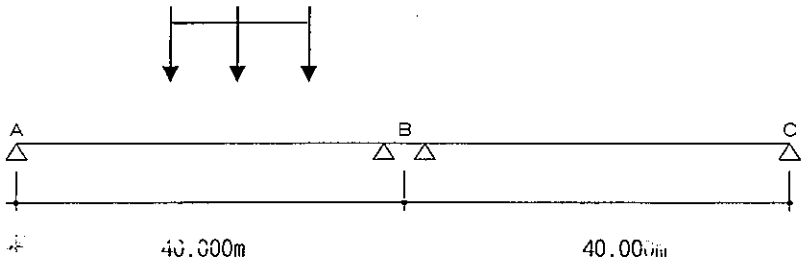
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (40.000 + 40.000 = 80.000)

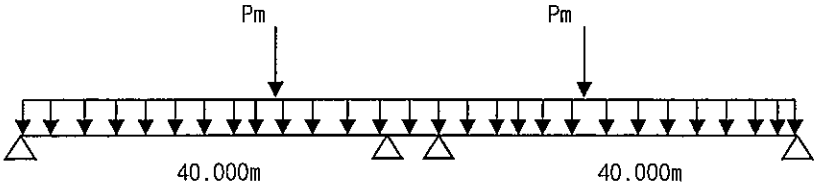


(2) 활하중(도로교설계기준, 2005, p.7)

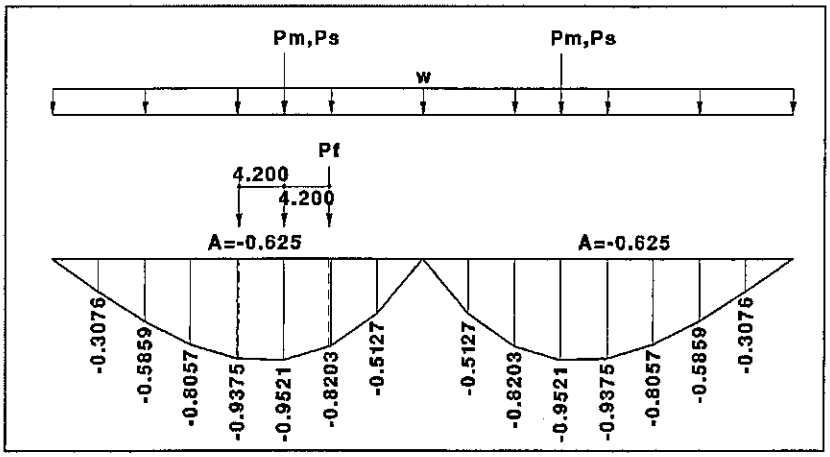
- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)



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



(3) 영향선 (2경간 연속)



(4) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 40.000)$$
$$= 0.188 \leq 0.3$$

(5) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.394	1	25.000	9.850	
포 장	0.570	1	23.500	13.389	
중분대	0.421	1	25.000	10.525	
방음판		0		0.000	
합 계				33.764	

- 계산서 횡분배 계수를 적용하여 각거더에 분배하여 모델링에 재하

$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$
$= (0.625 + 0.625) \times 0.1 \times 33.764 \times 1600.000$
$= 6752.825 \quad kN \cdot m$

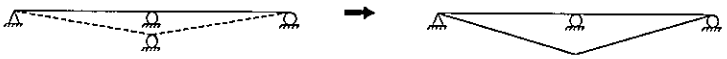
(6) 지점침하 (가정 지점침하량 : 10 mm)

1) Case 1



Mu = 194.61 kN · m

2) Case 2



Mu = 389.21 kN · m

3) Case 3



Mu = 194.61 kN · m

$\therefore Md_max = 389.210 \times 5 ea = 1946.05 \quad kN \cdot m$

(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 × 3 차선 = 576.000 kN

② Pf = 48.0 × 1.000 × 3 차선 = 144.000 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(0.820 - 0.513) / 5.000 } × -0.80 = 0.826

Pr = 0.9521

Pr = 0.938 + {(0.952 - 0.938) / 5.000 } × -0.80 = 0.936

ML = { 576.000 × (0.9521 + 0.936)} × 0.1 × 40.000 +
(144.000 × 0.826) × 0.1 × 40.000

= 4825.299 kN · m

∴ 3 차로 이상 감소율 적용 : 90 %

ML = 4825.299 × 0.900 = 4342.77 kN · m

3) DL 24

① W = 12.7 × ##### × 3 차선 = 38.100 kN

② Pm = 108 × ##### × 3 차선 = 324.000 kN

ML = { 38.100 × (0.625 + 0.625)} × 0.1 × 1600.000 +
{ 324.000 × (0.952 + 0.952)} × 0.1 × 40.000

= 10087.584 kN · m

∴ 3 차로 이상 감소율 적용 : 90 %

ML = 10087.584 × 0.900 = 9078.83 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 %)

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

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

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

$= 1.459$

여기서, $h = (\,2 \times Ac\,) / u$

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

$= \{\,2 \times 12455 \times 240\,\} / \{\,2 \times 12455 + 240\,) - 5 \times 800\,\} = 279$

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

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

$= 1.5\,[\,1 + (0.70)^{18}\,] \times 279 + 250$

$= 687$ 일 < 1500일

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

$= 1.459 \times 2.84 \times 0 = 2.279$

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

$= 2.279 \times 1$

$= 2.279$

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} : 1.464$

여기서, h = (2 × Ac) / u

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

= (× 9E+05 × 5) / (6456 × 5) = 270

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 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}] × 270 + 250

= 673 일 < 1500일

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

= 1.464 ×2.425 ×0.3 = 1.388

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

= 1.388 × = 1.388

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 β_{sc} (35 / 10))] × 10^{-6}

= 0.000435

여기서, β_{sc} = 5 ; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8$ = 27 + 8 = 35

β_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3] : 40% ≤ RH 99%

= -1.55 × [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)

= 279

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)

$= 270$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$

$\therefore \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$= -0.000377 \times 1$

$= -0.000377$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.279	1.388	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

  상부바닥판 유효폭 : 2500 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  강선도심까지 거리 : 620 mm (5.2 순단면)

  거더상연까지 거리 : 617 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  슬래브중심까지 거리 : 617 + 240 / 2 = 737 mm

- 건조수축에 의한 부재력

  바닥판 건조수축율 : 0.000443

  Beam 건조수축율 : 0.000377

  * 작용부재력

  바닥판 면적 : 2500 × 240 = 600000 mm^2

  $P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_c$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 6E+05 = 1101038 N

  $M_c = P_c \times y_c$ = 1101038 × 737 = 811465006 N · mm = 811.465 kN · m

  M_c = 1.786 × 811.465 = 1449.045 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

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

  $= (8 \times 5 \times 1303552 \times 620) / 40900^2$

  = 19.326 N/mm 19.326 kN/m

  따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

  $\therefore Mps = W \times \ell^2 / 8$ = 4041.091 kN · m

* 작용부재력

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

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

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 4041.091 kN · m

$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_1$ 2.279 - 1.388 = 0.891

$= (2585.6 - 4041.091) \times (1 - e^{-0.916}) = 858.383$ kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	1449.045	858.383

(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 × 6752.8 + 2.15 × 9168.8 = 28491.6 kN · m

= (1.3 × 6752.8 + 2.15 × 9168.8) - 2721.072 = 25770.6 kN · m

∴ Mu = 25770.6 / 12.455 = 2069.1 kN · m / m

CASE 2.

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

$\sum Mu$ = 1.3 × 6752.8 + 1.3 × 9168.8 + 1.3 × 4253.5 = 26227.7 kN · m

= (1.3 × 6752.8 + 1.3 × 9168.8 + 1.3 × 4253.5) - 2721.072

= 23506.6 kN · m

∴ Mu = 26227.7 / 12.455 = 2105.8 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 2105.794 kN · m / m

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 2105794182.680 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 1673.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 1543.0 (mm) , d' = 130.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 계 수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a/2)

-2.963 As^2 + 524620 As -2105794182.680 = 0 에서

As(req) = 4109.314 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0027

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

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 4109.314

② As(min) = 5400.500 ∴ As = 5400.50 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 5479.085

(3) 사용 철근량

1 단 배근 철근간격: 125 N = 16

① H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

② H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

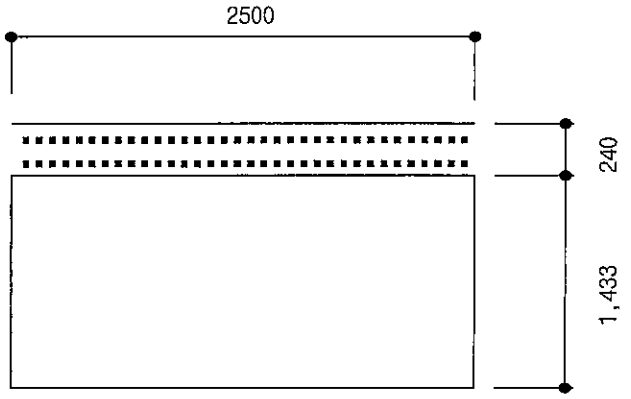
∑ = 6193.600 mm^2 O.K

(4) 설계휨강도

φf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 3135.625 kN · m

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

∴ φf Mn = 3135.625 kN · m > Mu = 2105.794 kN · m O.K



4.6.3 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

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 1271.11 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 1673.00mm d = 1543.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0040

np = 0.03322

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2+2np\}}$

= 0.22666

j = 1 - k / 3 = 0.9244

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 143.877 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

= 424.842 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 437.873 mm

Sa는 작은 값인 424.842 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 424.842 mm) 0.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

Tmin = L/28 지간 = 1.70m

= 0.061

= 60.71mm < Tuse = 1673.00cm

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

M_L = 229.221 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 25.946 MPa < 150 MPa

0.K

상부 구조(오창방향)

S1

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

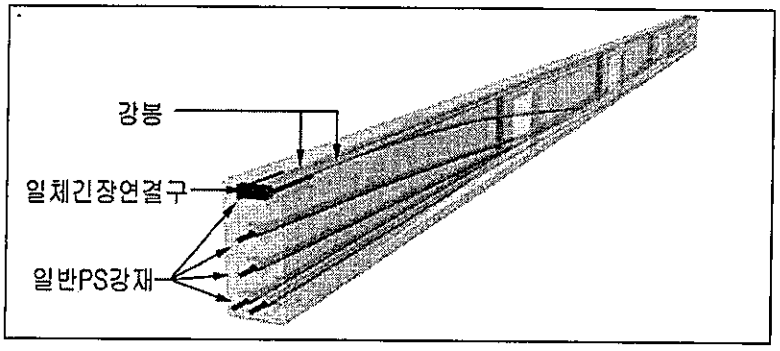
1. 설 계 개 요

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

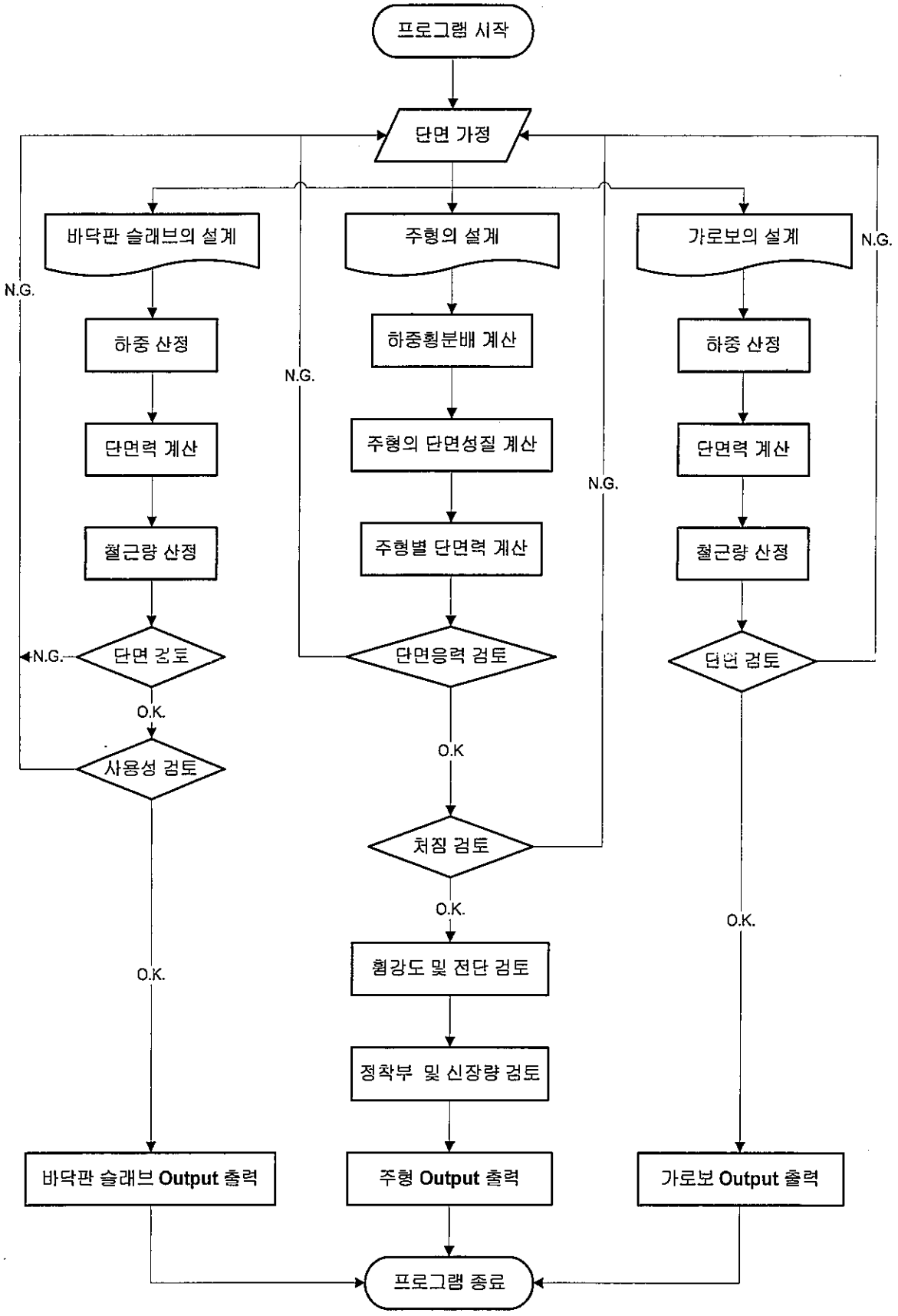
(2) 사용프로그램

- 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.
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 : 병천천교 오창방향(S1)
- 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 : 15.975 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

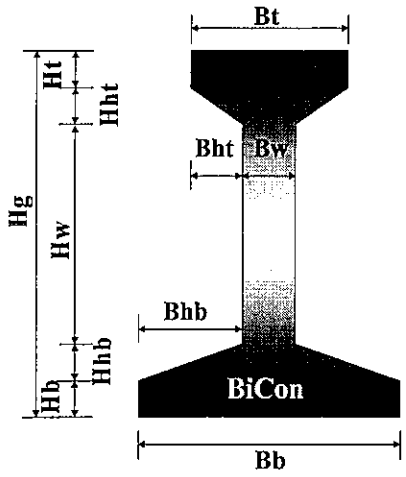
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

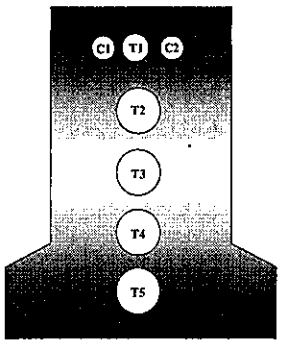
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

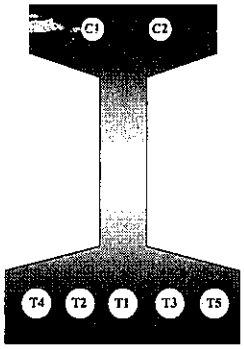
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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		-675kN	-675kN	1350kN	3060kN	3060kN	3060kN	3060kN
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.

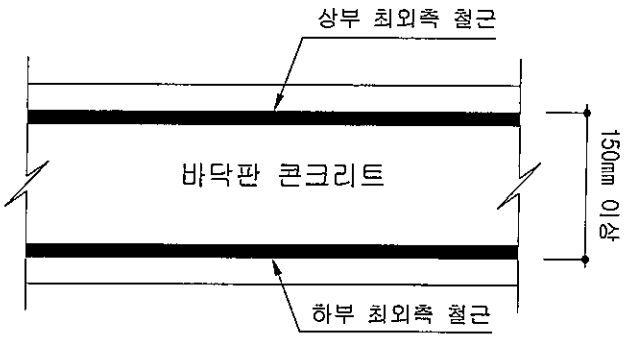
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.950 m / 0.240 m = 8.125 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.950 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27㎫a 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

1.165 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.368 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	강도설계법 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

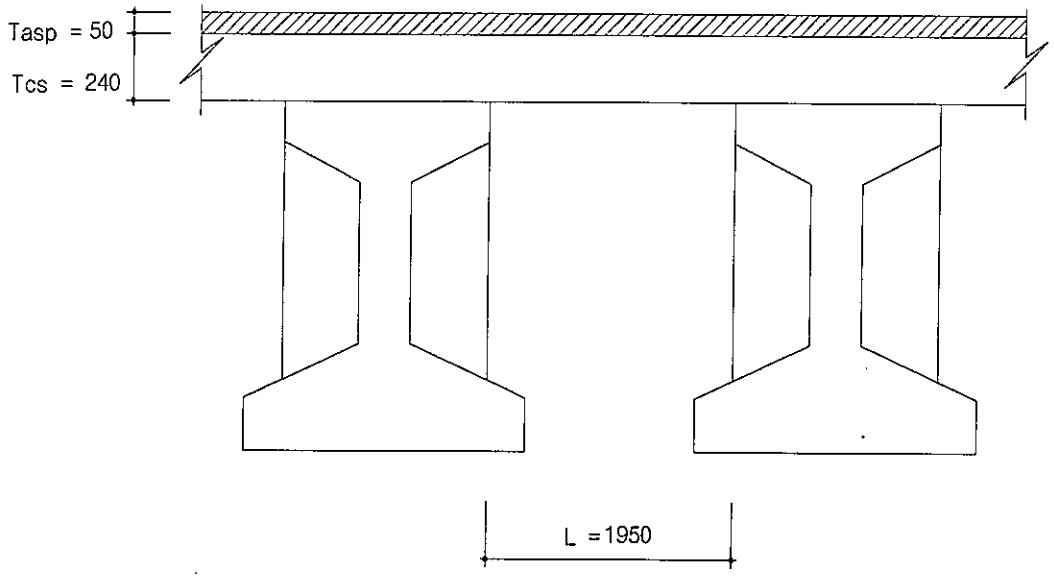
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 켄틸레버인접 중앙지간부 및 쐐기 중앙지간부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.950 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 188.50 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 =$ 2.728 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.358 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.95 + 0.6) · 96 / 9.6 = 33.150 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 26.520 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 60.564 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 29.248 kN · m

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 60564000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 60564000.0 = 0 에서

As(req) = 928.187 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0046

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 928.187

② As(min) = 700.000 ∴ As = 928.187 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1237.583

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 64.602 kN · m > Mu = 60.564 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.95 × 1000 / 28 = 69.643 mm

Tcan (240mm) > Tmin (69.643mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 29.248 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 160.264 MPa

Fsmax (=160.264MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 160.26) - 3 × 32.00 = 411.377 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 160.26) = 393.101 mm

Sa는 작은 값인 393.101 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 393.101 mm) ---------- O.K

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 26.520 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 145.32 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 = 621.885 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 621.885 mm^2

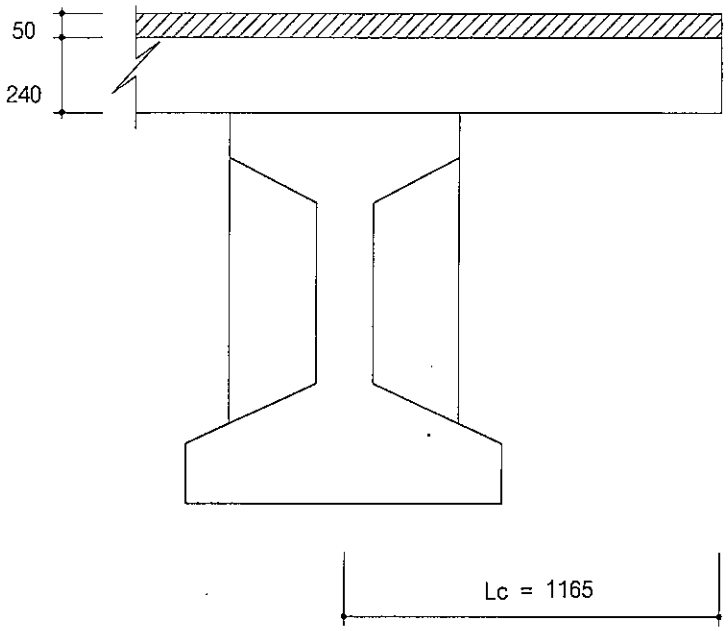
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 621.885 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3 일반 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.465 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L > 0.25 m

Tmin = 80 × L + 230 = 267.20 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 270.000 mm > Tmin = 267.200 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
바닥판	0.184	25.000	4.600	0.383	1.760
헌 치	0.000	25.000	0.000	0.010	0.000
포 장	0.038	23.500	0.899	0.383	0.344
합 계			5.499		2.104

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.512 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.371 > 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 / 1.512) · 0.465 · (1 + 0.300) = 38.381 kN · m

(3) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	2.104	
2	활하중	Ml	38.381	
극한 하중			85.254	1.3MD + 2.15ML(i)
사용 하중			40.485	1.0MD + 1.0ML(i)

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 85254000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0231

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 + 71400 As - 85254000.0 = 0 에서

As(req) = 1259.907 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0060

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1259.907

② As(min) = 735.000 ∴ As = 1259.907 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1679.876

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 108.294 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ φf · Mn = 108.294 kN · m > Mu = 85.254 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.765 × 1000 / 10 = 76.5 mm

Tcan (270mm) > Tmin (76.5mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 40.485 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00775

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.296

j = 1 - (k / 3) = 0.901

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 131.471 MPa

Fsmax (=131.471MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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

= ## × (## / 131.47) - 3 × 52.00 = 468.991 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 131.47) = 479.193 mm

Sa는 작은 값인 468.991 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 468.991 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 38.381 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 124.64 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 844.138 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 420.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 844.138 mm^2

H 19 @ 250 = 1146 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	2.104	
2	활하중	Ml	38.381	
3	충돌하중	Mco	0.000	
4	풍하중	Mw	0.000	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			167.773	
Case 2	1.30		1.30		2.735	
Case 3	1.30	2.60		0.65	102.526	
Case 4	1.30	2.60	1.30		102.526	
Case 5	1.20		1.20	1.20	2.525	
적 용					167.773	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 167773295.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (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 = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0115

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 + 71400 As - 167773295.2 = 0 에서

As(req) = 2638.713 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0126

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 2638.713

② As(min) = 735.000

③ 4/3×As = 3518.284

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2519.814

∴ As = 2638.713 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ----------O.K

4) 설계휨강도

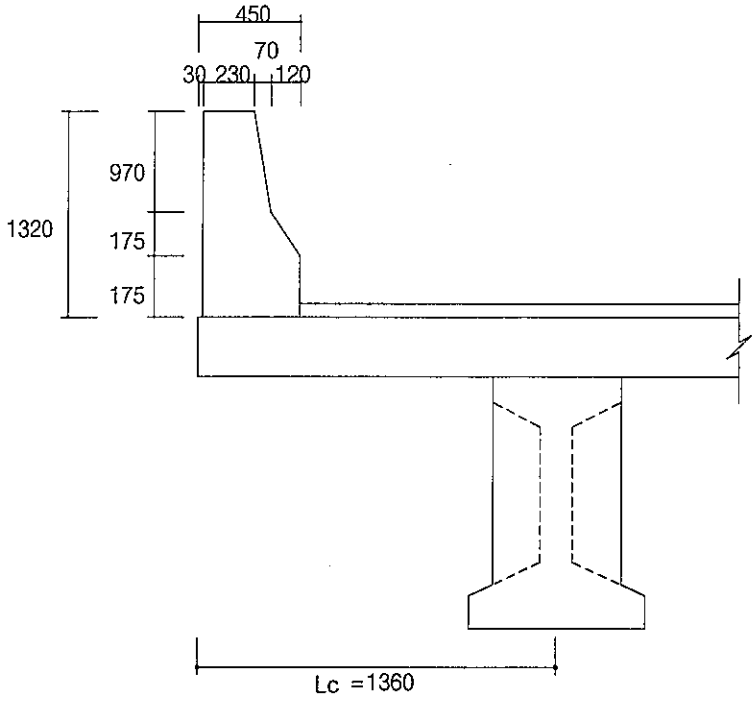
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 183.684 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 183.684 kN · m > Mu = 167.773 kN · m ----------O.K

4.4 캔틸레버 부

4.4.1 단면치수



4.4.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 238.800 mm ---------- O.K

4.4.3 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	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
포 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.308 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 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 / 1.308) · 0.210 · (1 + 0.300) = 20.037 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m)

$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 8.19° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.308) · 0.075 = 5.522 kN

Mcf = 5.522 × 1.800 = 9.94 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	9.940	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	69.712	40.524	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	54.611	43.494	
Case 4	52.681	40.524	
Case 5	52.511	43.494	
Case 6	83.014	63.857	
Case 7	44.481	37.068	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	83.014	
사 용 하 중	63.857	

4.4.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 83013706.4 (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 (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 83013706.4 = 0 에서

As(req) = 1459.574 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0081

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1459.574

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1459.574 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1946.099

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ ϕ_f · Mn = 109.857 kN · m > Mu = 83.014 kN · m ---------- O.K

4.4.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.96 × 1000 / 10 = 96 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 63.857 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01103

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.341

j = 1 - (k / 3) = 0.886

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 201.675 MPa

Fsmax (=201.675 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 / 201.68) - 2.5 × 52.00 = 260.480 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 201.68) = 312.384 mm

Sa는 작은 값인 260.480 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 260.48 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.037 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 63.281 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.4.6 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 = 977.915 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) = 977.915 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 977.915 mm^2 ---------- O.K

4.4.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			99.869	
Case 2	1.3		1.3		44.044	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		96.139	
Case 5	1.2		1.2	1.2	44.220	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 99868898.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

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 - 99868898.2 = 0 에서

As(req) = 1786.337 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0099

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1786.337

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2381.783

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2919.148

∴ As = 2919.148 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

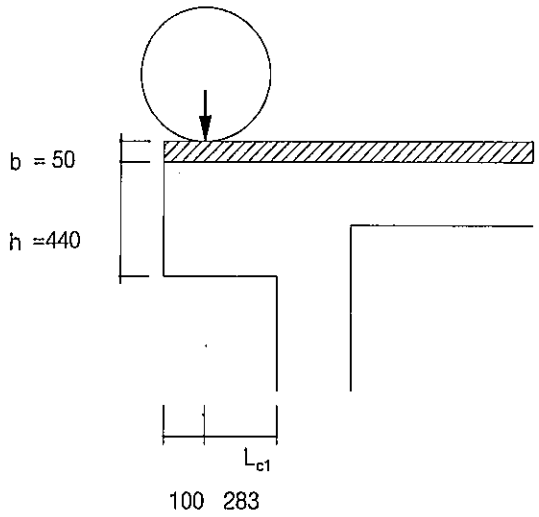
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ ϕ_f · Mn = 153.813 kN · m > Mu = 99.869 kN · m ---------- O.K

4.5. 슬래브 단부 설계

4.5.1 단면치수



4.5.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.283 = 0.383 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.898 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.046 ≤ 0.300 ∴ i = 0.046

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.283 + 0.98 = 1.079 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 32.731 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 71.540 kN · m

4.5.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 71539690.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0356

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 + 84320 As - 71539690.0 = 0 에서

As(req) = 875.357 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0035

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 875.357

② As(min) = 868.000 ∴ As = 875.357 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1167.143

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

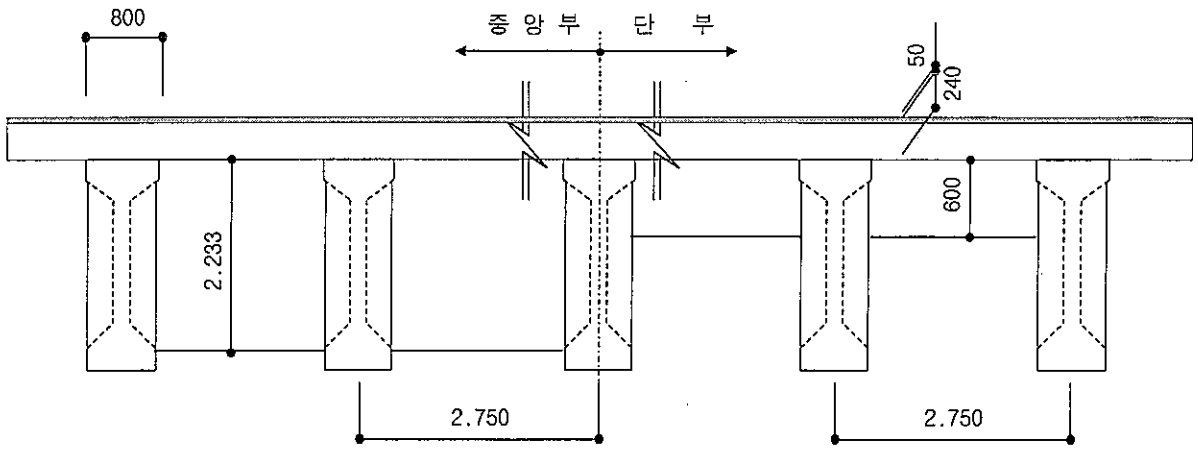
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 104.701 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ φf · Mn = 104.701 kN · m > Mu = 71.540 kN · m ---------- O.K

4.6 가로보의 설계



4.6.1 단부 가로보

1) 가로보제원

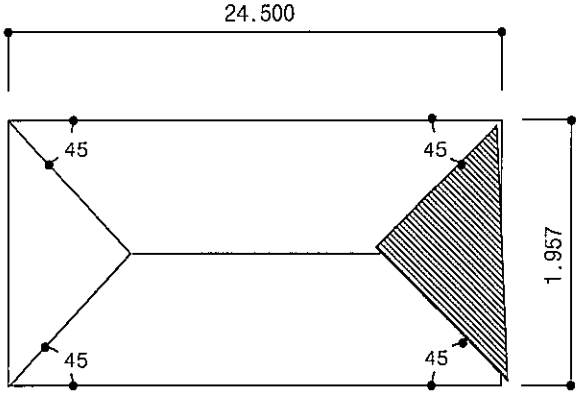
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

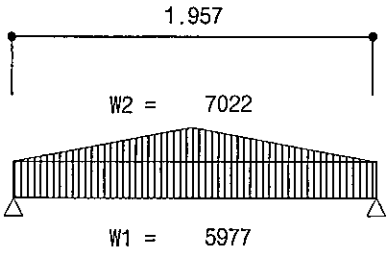
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 - 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 85.0 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (85.0) = 1.957 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (85.0) = 0.398 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (85.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 5977 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.979 × 2500 + 0.050 × 0.979 × 2350) × 10 = 7022 N/m

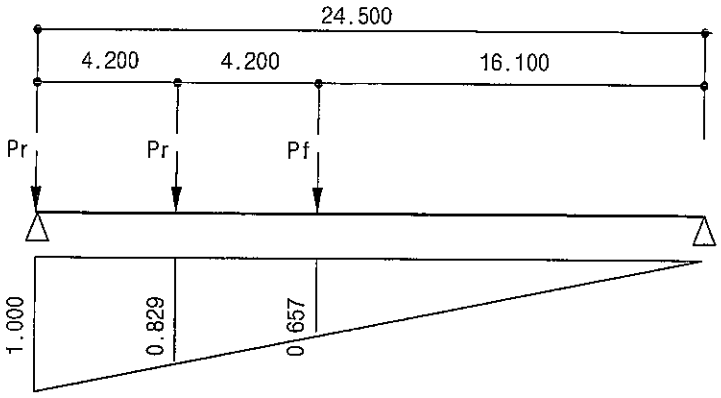
작용 단면력

Rad = 5977 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 7022 × 1/2) × 1/2 = 9286 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5977 \times 1.957^2}{8} + \frac{7022 \times 1.957^2}{12} = 5105 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



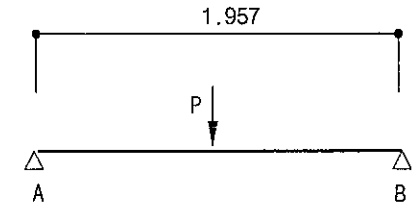
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 \quad < 0.3$$

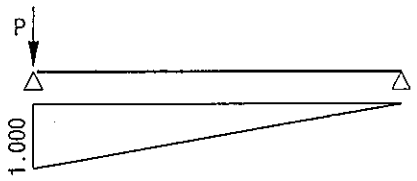
$$P_{(L+i)} = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.829) + 24.0 \times 0.657)\} \times 1.233 = 235.806 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.806 \times 1.957}{4}$$

$$= 115.395 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 235.806 × 1.000 = 235.806 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

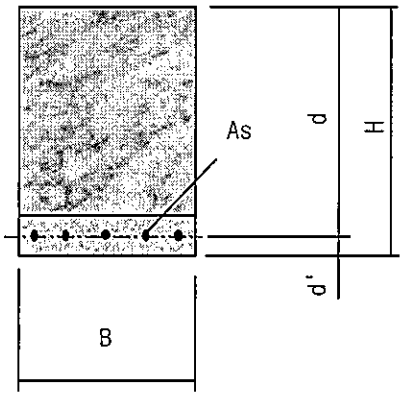
구 분	단 위	단순보 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.105	115.395
Vu	kN	9.286	235.806

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l$ = 1.300 × 5.105 + 2.150 × 115.395 = 254.736 kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l$ = 1.300 × 9.286 + 2.150 × 235.806 = 519.055 kN · m

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 254.736 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

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.167\ As^2 + 196350\ As$

$=$ 254736000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,335.2 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,780.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[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 = 254.736 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 0.770 = 2.542 < 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 = 519.055 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 = 519.055 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + In/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - In/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.542}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.542}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026 \text{ kN}$$

- 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 = 519.055 kN O.K.

4.6.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

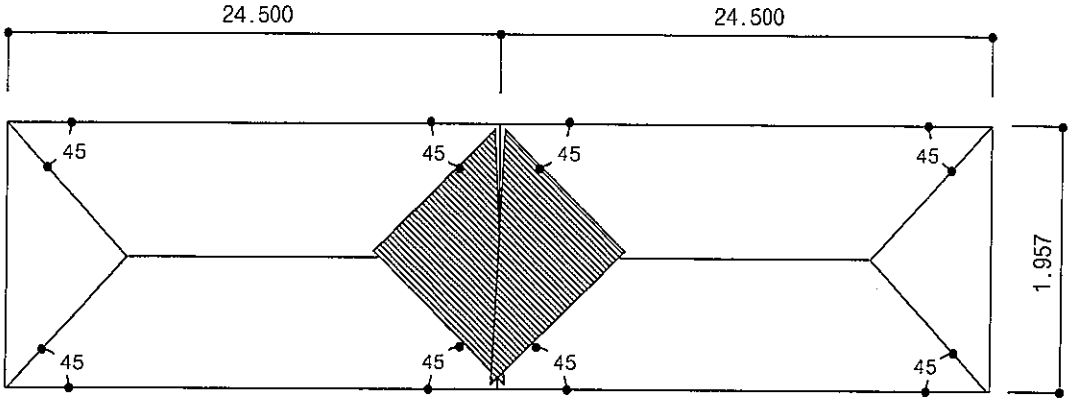
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 85.0 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN (85.0) = 1.957 m

2)작용하중

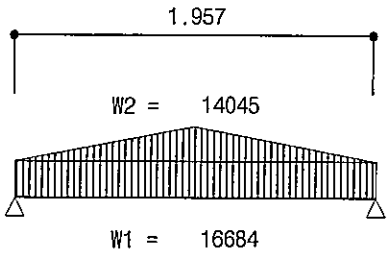
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (85.0) = 0.299 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (85.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 16684 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.957 × 2500 + 0.050 × 1.957 × 2350) × 10 = 14045 N/m



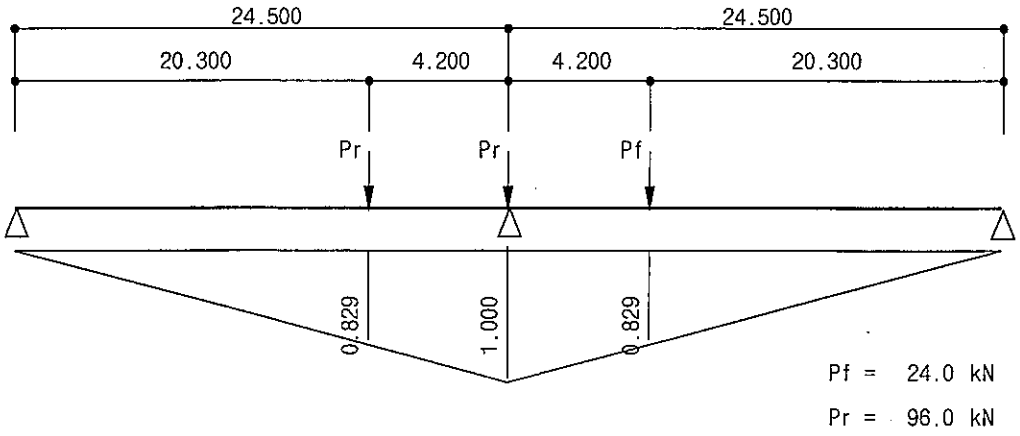
작용 단면력

Rad = 16684 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 14045 × 1/2) × 1/2 = 23202 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{16684 \times 1.957^2}{8} + \frac{14045 \times 1.957^2}{12} = 12475 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

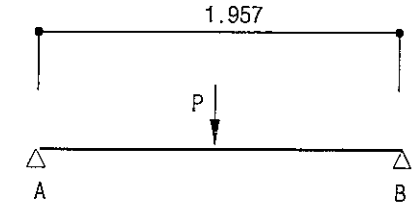
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

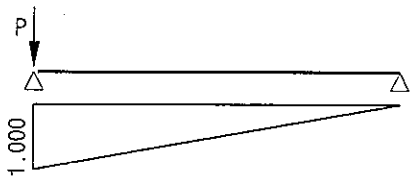
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.829) + 24.0 \times 0.829)\} \times 1.233 = 240.940\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{240.940 \times 1.957}{4}$$

$$= 117.907 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 240.940 \times 1.000 = 240.940 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

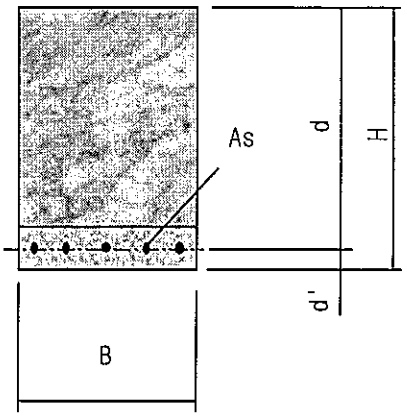
구 분	단 위	단순보 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	12.475	117.907
Vu	kN	23.202	240.940

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 12.475 + 2.150 \times 117.907 = 269.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 23.202 + 2.150 \times 240.940 = 548.184 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 269.718 kN·m

b = 300.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 612765 As

= 269718000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 441.9 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 3,121.6 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 589.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 269.718 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 2.403 = 0.815 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 548.184 kN 0.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN < Su = 548.184 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm 0.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm 0.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.815}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.815}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > Vu = 548.184 kN 0.K.

4.6.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

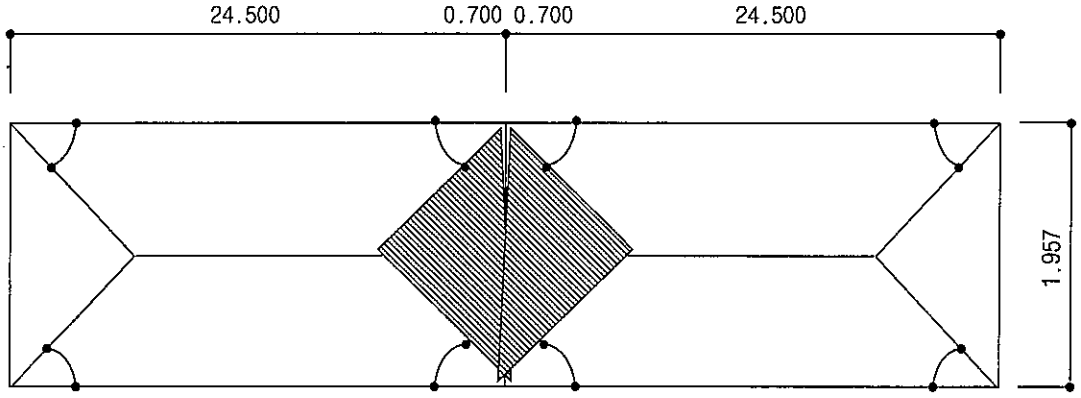
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 85.0 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN(85.0) = 1.957 m

2)작용하중

(1)고정하중

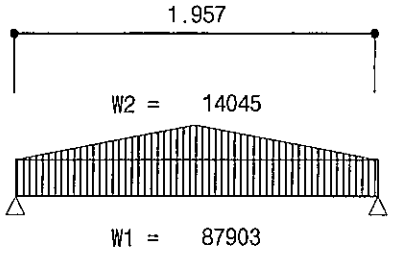


빔　　폭: 1.400 × SIN (85.0) = 1.395 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (85.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 77858 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.957 × 2500 + 0.050 × 1.957 × 2350) × 10 = 14045 N/m



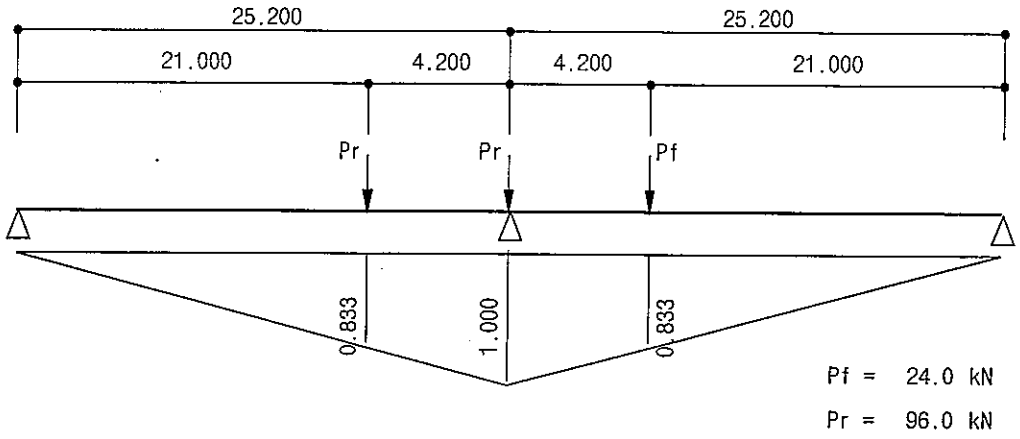
작용 단면력

Rad = 87903 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 14045 × 1/2) × 1/2 = 92906 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{87903 \times 1.957^2}{8} + \frac{14045 \times 1.957^2}{12} = 46586 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



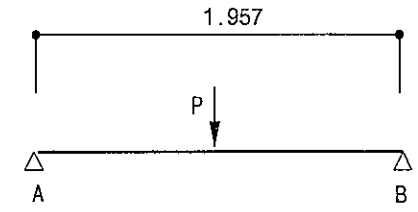
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) $\frac{15}{40 + 25.200}$ = 0.230 < 0.3

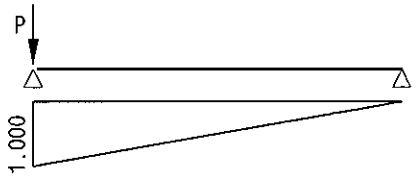
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.833) + 24.0 × 0.833)} × 1.230 = 241.043 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{241.043 \times 1.957}{4}$$

$$= 117.957 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 241.043 \times 1.000 = 241.043 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	46.586	117.957
Vu	kN	92.906	241.043

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 46.586 + 2.150 \times 117.957 = 314.169 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 92.906 + 2.150 \times 241.043 = 639.020 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 314.169 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]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -1.190 As^2 + 612765 As

= 314169000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 513.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 14,567.4 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 15,699.6 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 684.3 ㎟ 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 = 314.169 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 2.403 = 0.815 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 639.020 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 639.020 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sv$ = 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 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sh$ = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.815}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.815}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

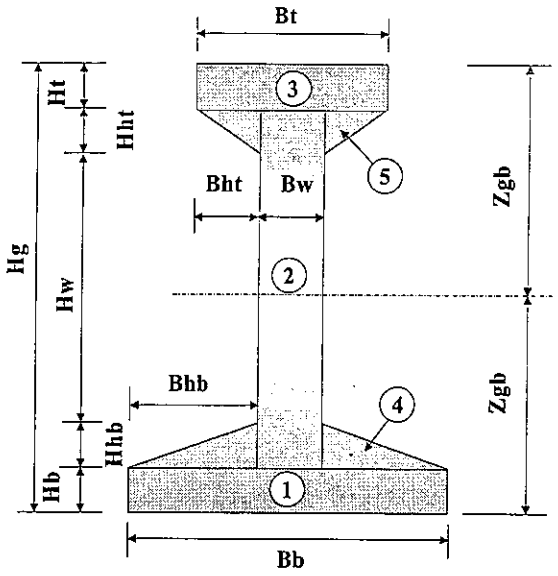
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 639.020 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

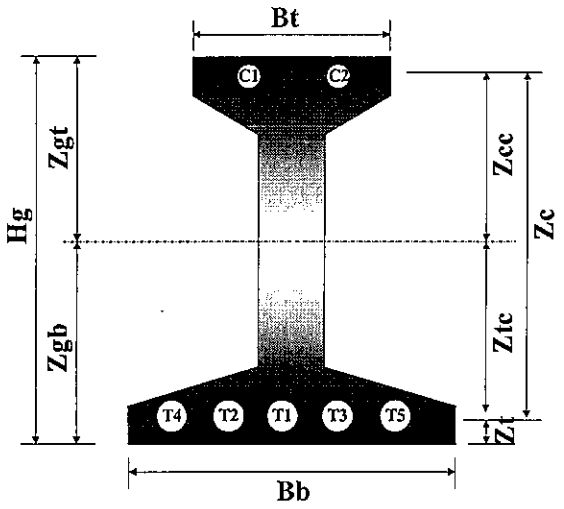


< 단위 : m >

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×z²	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×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	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

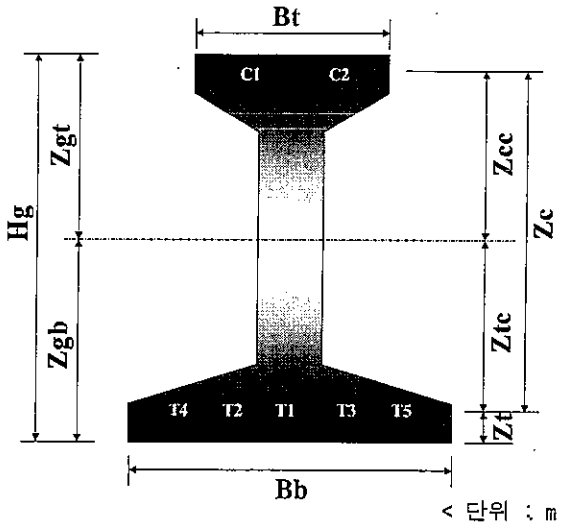
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	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×y²) - ΣA×zgb² 0.876314 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	$A\times z^2$	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) = $\sum Io + \sum(A\times z^2) - \sum A\times zc^2$ = 2.513E-07 m^4

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	$A\times z^2$	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) = $\sum Io + \sum(A\times z^2) - \sum A\times zt^2$ 1.7302E-06 m^4

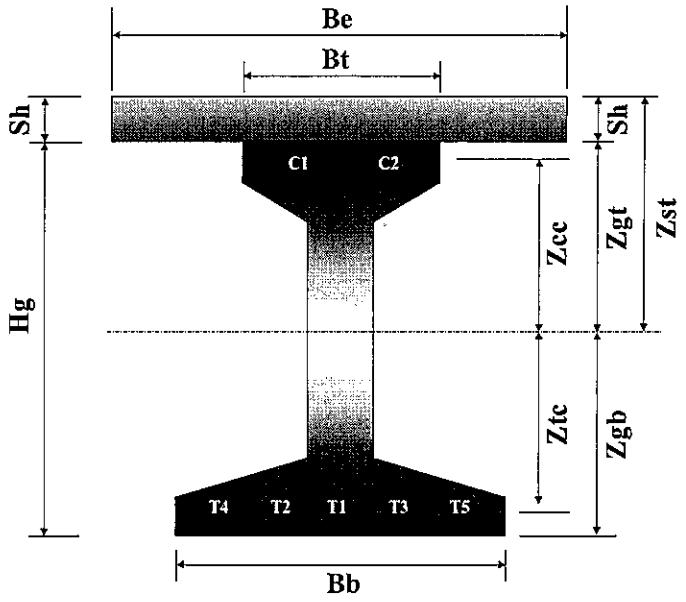
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A\times z^2$	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) = $\sum(A\times z) / \sum A$ = -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) = $\sum Io + \sum(A\times y^2) - \sum A\times zgb^2$ 0.968459 m^4

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.164 m

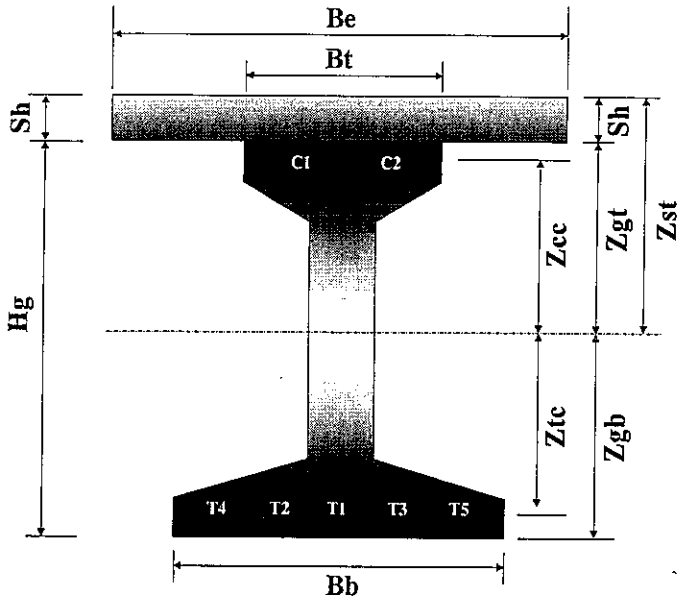
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.247	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.604	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.439	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.439	m

< 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	0.52682	2.720	1.43296	3.89765	0.002529
Σ		1.61781	1.620	2.62102	5.19142	0.970988

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.620105 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.979895 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.854895 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.496091 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.219895 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.916087 m^4

5.4.2 G2~G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

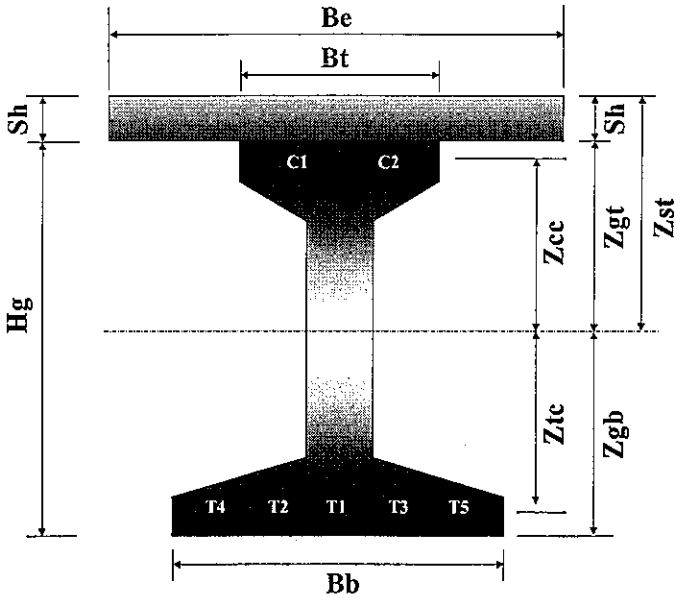
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 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) = ∑(A×z) / ∑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) = ∑Io + ∑(A×y²) - ∑A×zgb² 1.994437 m⁴

5.4.3 G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.261 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.344	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.701	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.536	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.536	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	0.54778	2.720	1.48995	4.05267	0.002629
Σ		1.63876	1.634	2.67801	5.34643	0.971089

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.634167 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.965833 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.840833 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.510153 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.205833 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 1.941210 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	1.61781	1.916087	1.220	0.980	-1.620	0.855	-1.496

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	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

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	1.63876	1.941210	1.206	0.966	-1.634	0.841	-1.510

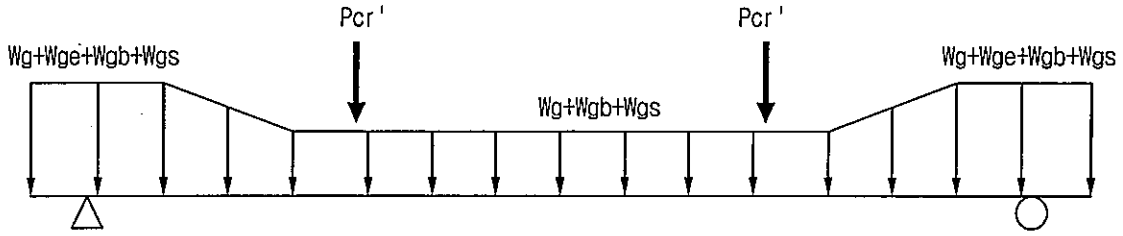
6. 설 계 하 중

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 × 2.439 × 25000 = 14634 N/m

(2) G2~G5 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(3) G6 거더 : 0.240 × 2.536 × 25000 = 15216 N/m

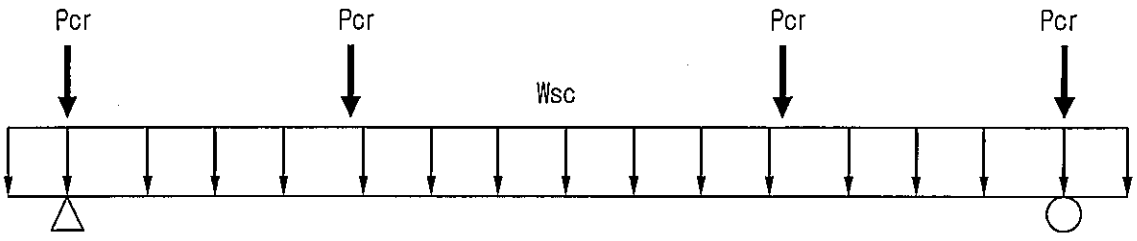
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

(2) G2~G5 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.75 × 25000 = 46063 N

(3) G6 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

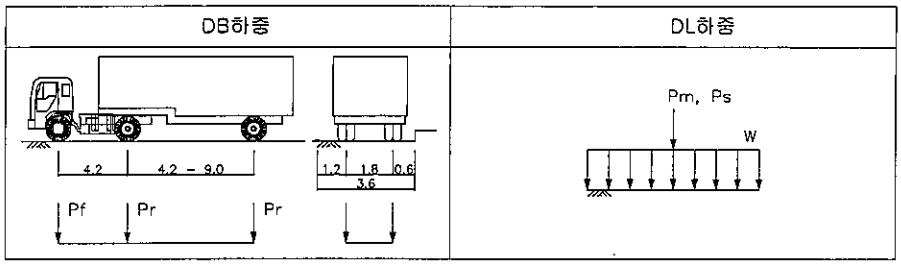
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 5 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.980303	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026649	0.003911
요소 중심간격(V)	2.750	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 7.988m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 21609.043

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.839$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 124.590

(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×λ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}.$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2×σ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

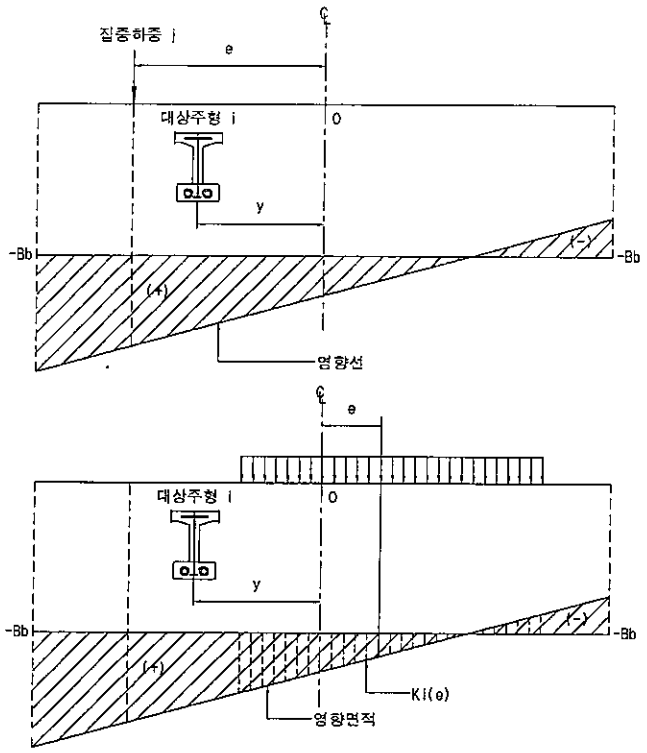
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<c$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

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 6.924	G2 4.174	G3 1.424	G4 -1.326	G5 -4.076	G6 -6.826	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-7.988	-0.015	-0.037	-0.034	0.045	0.286	0.756	1.000
-0.75×Bb	-5.991	-0.020	-0.006	0.036	0.139	0.323	0.529	1.000
-0.50×Bb	-3.994	-0.021	0.033	0.115	0.234	0.332	0.307	1.000
-0.25×Bb	-1.997	-0.007	0.089	0.205	0.306	0.265	0.142	1.000
0.00×Bb	0.000	0.039	0.167	0.287	0.290	0.172	0.044	1.000
0.25×Bb	1.997	0.137	0.260	0.306	0.208	0.092	-0.003	1.000
0.50×Bb	3.994	0.302	0.330	0.236	0.117	0.035	-0.019	1.000
0.75×Bb	5.991	0.523	0.324	0.141	0.037	-0.005	-0.020	1.000
1.00×Bb	7.988	0.748	0.287	0.048	-0.032	-0.036	-0.016	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 6.924	G2 4.174	G3 1.424	G4 -1.326	G5 -4.076	G6 -6.826	합계 (∑)
방호벽(우)	-7.802	-0.016	-0.034	-0.028	0.053	0.289	0.736	1.000
콘크리트포장	0.225	2.601	2.666	2.702	2.677	2.556	2.324	15.525

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 6.924	G2 4.174	G3 1.424	G4 -1.326	G5 -4.076	G6 -6.826	합계 (Σ)
DB1	6.488	1.159	0.628	0.235	0.041	-0.025	-0.037	2.000
DB2	3.488	0.521	0.621	0.510	0.281	0.098	-0.030	2.000
DB3	0.488	0.127	0.381	0.584	0.537	0.305	0.066	2.000
DB4	-2.512	-0.020	0.149	0.362	0.571	0.567	0.371	2.000
DB5	-5.512	-0.041	0.007	0.110	0.324	0.653	0.949	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 6.924	G2 4.174	G3 1.424	G4 -1.326	G5 -4.076	G6 -6.826	합계 (Σ)
DL1	6.488	0.581	0.315	0.117	0.019	-0.013	-0.019	1.000
DL2	3.488	0.254	0.318	0.259	0.140	0.047	-0.017	1.000
DL3	0.488	0.058	0.190	0.301	0.273	0.151	0.028	1.000
DL4	-2.512	-0.013	0.072	0.181	0.293	0.288	0.179	1.000
DL5	-5.512	-0.021	0.002	0.054	0.162	0.331	0.473	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DB1	1.159	0.628	0.235	0.041	-0.025	-0.037	2.000
DB2	0.521	0.621	0.510	0.281	0.098	-0.030	2.000
DB3	0.127	0.381	0.584	0.537	0.305	0.066	2.000
DB4	-0.020	0.149	0.362	0.571	0.567	0.371	2.000
DB5	-0.041	0.007	0.110	0.324	0.653	0.949	2.000
DB12	1.679	1.248	0.745	0.322	0.073	-0.068	4.000
DB13	1.286	1.009	0.819	0.578	0.280	0.029	4.000
DB14	1.139	0.777	0.598	0.612	0.542	0.333	4.000
DB15	1.117	0.634	0.345	0.364	0.628	0.912	4.000
DB23	0.648	1.001	1.094	0.818	0.403	0.035	4.000
DB24	0.501	0.769	0.872	0.852	0.665	0.340	4.000
DB25	0.479	0.627	0.619	0.605	0.751	0.919	4.000
DB34	0.107	0.530	0.947	1.108	0.872	0.437	4.000
DB35	0.086	0.387	0.694	0.861	0.957	1.015	4.000
DB45	-0.061	0.155	0.472	0.895	1.219	1.320	4.000
DB123	1.625	1.466	1.196	0.773	0.340	-0.002	5.400
DB124	1.493	1.258	0.997	0.804	0.576	0.273	5.400
DB125	1.474	1.130	0.769	0.581	0.653	0.793	5.400
DB134	1.139	1.042	1.064	1.034	0.762	0.359	5.400
DB135	1.120	0.914	0.836	0.811	0.839	0.880	5.400
DB145	0.988	0.705	0.636	0.842	1.075	1.154	5.400
DB234	0.565	1.035	1.311	1.251	0.873	0.366	5.400
DB235	0.546	0.907	1.083	1.028	0.950	0.886	5.400
DB245	0.414	0.698	0.883	1.058	1.186	1.160	5.400
DB345	0.059	0.483	0.951	1.289	1.372	1.247	5.400
DB1234	1.340	1.334	1.269	1.073	0.709	0.277	6.000
DB1235	1.324	1.227	1.079	0.887	0.773	0.710	6.000
DB1245	1.214	1.053	0.913	0.912	0.970	0.939	6.000
DB1345	0.918	0.873	0.969	1.104	1.124	1.011	6.000
DB2345	0.440	0.868	1.174	1.285	1.217	1.016	6.000
DB12345	1.309	1.339	1.351	1.315	1.198	0.989	7.500

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DL1	0.581	0.315	0.117	0.019	-0.013	-0.019	1.000
DL2	0.254	0.318	0.259	0.140	0.047	-0.017	1.000
DL3	0.058	0.190	0.301	0.273	0.151	0.028	1.000
DL4	-0.013	0.072	0.181	0.293	0.288	0.179	1.000
DL5	-0.021	0.002	0.054	0.162	0.331	0.473	1.000
DL12	0.835	0.633	0.375	0.159	0.034	-0.036	2.000
DL13	0.639	0.505	0.417	0.293	0.137	0.009	2.000
DL14	0.568	0.387	0.298	0.312	0.275	0.160	2.000
DL15	0.560	0.317	0.170	0.181	0.318	0.454	2.000

DL23	0.311	0.508	0.559	0.413	0.198	0.011	2.000
DL24	0.241	0.390	0.440	0.433	0.335	0.161	2.000
DL25	0.232	0.320	0.312	0.302	0.378	0.456	2.000
DL34	0.045	0.262	0.482	0.566	0.438	0.207	2.000
DL35	0.036	0.192	0.354	0.435	0.481	0.501	2.000
DL45	-0.034	0.074	0.235	0.455	0.618	0.651	2.000
DL123	0.803	0.740	0.608	0.389	0.166	-0.007	2.700
DL124	0.740	0.635	0.501	0.407	0.290	0.128	2.700
DL125	0.732	0.572	0.386	0.289	0.328	0.393	2.700
DL134	0.563	0.519	0.539	0.527	0.383	0.169	2.700
DL135	0.556	0.456	0.424	0.409	0.421	0.434	2.700
DL145	0.492	0.351	0.317	0.427	0.545	0.569	2.700
DL234	0.269	0.522	0.666	0.635	0.437	0.171	2.700
DL235	0.261	0.459	0.552	0.517	0.476	0.435	2.700
DL245	0.198	0.353	0.444	0.535	0.599	0.571	2.700
DL345	0.021	0.238	0.482	0.655	0.692	0.612	2.700
DL1234	0.660	0.671	0.643	0.544	0.354	0.128	3.000
DL1235	0.653	0.619	0.547	0.446	0.386	0.349	3.000
DL1245	0.601	0.531	0.458	0.460	0.489	0.462	3.000
DL1345	0.454	0.434	0.489	0.561	0.567	0.495	3.000
DL2345	0.208	0.437	0.596	0.651	0.612	0.497	3.000
DL12345	0.644	0.673	0.683	0.665	0.602	0.483	3.750

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	4672.0	5514.7	4847.3	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	451.6	858.1	2194.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4705.4	3947.6	4192.0		
DL 활하중	5060.9	4212.7	4556.1		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	5060.9	4212.7	4556.1		
합 계	18400.0	18801.0	19813.1		

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	370.1	427.3	384.3	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	53.7	69.3	212.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	470.8	447.3	384.6		
DL 활하중	484.1	440.5	399.9		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	484.1	447.3	399.9		
합 계	1633.7	1669.7	1722.3		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.665	480.769	480.769	480.769	480.769	414.186	
합성후	51.254	71.750	87.477	113.685	155.280	221.165	
ADD	1201.411	1303.011	1318.738	1344.947	1386.541	1385.843	
DB1	3.847	10.388	40.829	106.901	201.087	285.795	
DB2	16.800	48.110	100.012	158.471	177.580	148.649	
DB3	52.945	106.703	156.958	159.232	110.464	56.854	
DB4	143.437	174.061	159.700	102.780	50.113	17.537	
DB5	280.289	199.908	109.100	42.924	10.437	4.148	
DB12	20.090	55.774	140.516	265.162	378.596	434.355	
DB13	46.893	112.651	196.486	265.586	311.281	341.751	
DB14	136.920	179.941	199.040	208.565	249.938	297.052	
DB15	273.390	205.658	148.173	148.145	207.911	279.713	
DB23	62.928	153.581	256.243	317.439	287.917	204.937	
DB24	152.950	220.848	258.793	260.414	226.550	160.233	
DB25	289.422	246.566	207.947	199.974	184.540	142.874	
DB34	195.917	280.696	316.487	261.420	159.542	69.021	
DB35	332.387	306.412	265.618	200.978	117.531	51.661	
DB45	423.671	373.922	268.683	145.484	58.879	21.345	
DB123	51.197	143.569	266.177	381.429	439.881	440.831	
DB124	132.215	204.127	268.485	330.115	384.645	400.626	
DB125	255.035	227.258	222.699	275.713	346.838	384.989	
DB134	170.879	257.975	320.400	331.003	324.338	318.522	
DB135	293.707	281.132	274.642	276.630	286.541	302.912	
DB145	374.717	341.666	276.925	225.312	231.320	262.688	
DB234	185.303	294.789	374.191	377.671	303.302	195.391	
DB235	308.128	317.944	328.411	323.296	265.503	179.780	
DB245	389.145	378.501	330.717	271.959	210.282	139.554	
DB345	427.810	432.351	382.634	272.869	149.978	57.453	
DB1234	149.876	250.122	341.453	394.495	403.383	376.489	
DB1235	252.242	269.413	303.319	349.169	371.860	363.467	
DB1245	319.766	319.876	305.229	306.404	325.849	329.959	
DB1345	351.986	364.762	348.505	307.164	275.594	261.545	
DB2345	363.984	395.432	393.317	346.055	258.058	158.927	
DB12345	359.469	399.903	422.954	425.836	408.706	372.613	
DL1	4.722	13.258	45.158	109.961	198.977	293.609	
DL2	21.299	50.093	96.981	151.575	173.474	157.759	
DL3	59.929	105.054	148.012	150.125	108.491	64.091	
DL4	152.768	169.784	152.639	99.329	51.786	22.312	

DL5	289.078	197.013	111.686	46.939	13.336	5.121	
DL12	25.226	60.688	141.721	261.277	372.397	451.256	
DL13	54.413	113.413	191.406	259.375	307.167	356.489	
DL14	146.516	177.962	195.729	207.699	248.878	308.390	
DL15	282.428	205.061	154.467	154.615	207.958	287.905	
DL23	73.456	153.311	243.918	301.338	281.774	220.985	
DL24	165.559	217.862	248.242	249.662	223.513	172.852	
DL25	301.425	244.950	206.976	196.583	182.604	152.412	
DL34	211.967	274.692	300.317	248.573	158.719	80.046	
DL35	347.878	301.790	259.055	195.490	117.798	59.561	
DL45	441.738	366.675	264.093	145.907	63.316	26.894	
DL123	61.142	145.502	258.592	369.557	432.416	462.055	
DL124	144.056	203.604	262.492	323.021	379.946	418.768	
DL125	266.342	227.998	225.345	275.242	343.151	400.341	
DL134	185.822	254.753	309.389	322.061	321.663	335.221	
DL135	308.142	279.117	272.237	274.274	284.827	316.782	
DL145	391.021	337.249	276.142	227.746	232.398	273.507	
DL234	202.931	290.635	356.612	359.809	298.809	213.258	
DL235	325.264	315.038	319.467	312.026	261.975	194.818	
DL245	408.131	373.130	323.363	265.487	209.533	151.497	
DL345	449.943	424.289	370.264	264.529	151.221	67.984	
DL1234	164.966	248.482	329.748	381.775	398.024	397.019	
DL1235	266.892	268.784	298.790	341.963	367.333	381.697	
DL1245	335.981	317.230	302.049	303.227	323.630	345.586	
DL1345	370.788	359.823	341.091	302.405	275.022	275.979	
DL2345	385.070	389.747	380.476	333.871	256.010	174.338	
DL12345	380.941	396.031	413.059	415.803	405.003	393.643	
ENV	449.943	432.351	422.954	425.836	439.881	462.055	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1651.354	1735.361	1741.692	1770.782	1826.422	1847.899	

8.3.2 S1 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.665	480.769	480.769	480.769	480.769	414.186	
합성후	51.500	71.244	87.418	113.567	153.497	223.386	
ADD	1201.657	1302.505	1318.679	1344.828	1384.758	1388.064	
DB1	3.858	10.005	40.701	106.710	199.702	286.896	
DB2	16.705	47.615	99.886	158.390	177.221	149.439	
DB3	52.591	106.381	156.906	159.285	110.766	57.228	
DB4	142.678	174.384	159.783	102.909	50.612	17.639	
DB5	279.220	201.255	109.293	43.054	10.828	4.137	
DB12	20.016	54.898	140.261	264.889	376.846	436.240	
DB13	46.579	111.892	196.302	265.446	310.215	343.195	
DB14	136.214	179.815	198.991	208.502	249.101	298.212	
DB15	272.388	206.550	148.235	148.087	206.987	280.746	
DB23	62.493	152.722	256.064	317.409	287.875	206.082	
DB24	152.124	220.622	258.749	260.461	226.738	161.095	
DB25	288.299	247.359	208.013	200.026	184.641	143.609	
DB34	194.819	280.684	316.520	261.603	160.375	69.486	
DB35	330.992	307.419	265.762	201.165	118.276	52.000	
DB45	421.845	375.596	268.960	145.743	59.766	21.430	
DB123	50.841	142.402	265.896	381.229	438.613	442.824	
DB124	131.507	203.530	268.326	329.984	383.583	402.364	
DB125	254.060	227.577	222.640	275.586	345.698	386.613	
DB134	169.926	257.571	320.310	330.994	323.856	319.904	
DB135	292.487	281.645	274.651	276.624	285.980	304.179	
DB145	373.145	342.748	277.056	225.376	230.966	263.700	
DB234	184.241	294.296	374.105	377.762	303.742	196.504	
DB235	306.799	318.367	328.425	323.390	265.864	180.778	
DB245	387.464	379.494	330.853	272.123	210.850	140.297	
DB345	425.884	433.536	382.839	273.155	151.126	57.839	
DB1234	149.020	249.383	341.282	394.425	402.725	378.219	
DB1235	251.164	269.438	303.231	349.103	371.136	365.101	
DB1245	318.394	320.375	305.243	306.395	325.297	331.380	
DB1345	350.411	365.422	348.576	307.257	275.525	262.669	
DB2345	362.319	396.017	393.392	346.231	258.758	159.827	
DB12345	357.833	400.161	422.929	425.867	408.380	374.315	
DL1	4.751	12.775	44.998	109.689	196.661	295.918	
DL2	21.223	49.471	96.769	151.419	172.757	159.104	
DL3	59.483	104.686	147.901	150.223	108.823	64.574	
DL4	151.475	170.440	152.783	99.540	52.410	22.395	

DL5	286.809	199.271	111.956	47.103	13.830	5.091	
DL12	25.193	59.582	141.342	260.850	369.356	454.902	
DL13	54.069	112.473	191.130	259.200	305.205	359.240	
DL14	145.348	178.026	195.709	207.636	247.266	310.700	
DL15	280.300	206.724	154.573	154.510	206.243	290.074	
DL23	72.984	152.249	243.596	301.278	281.414	222.785	
DL24	164.262	217.804	248.176	249.715	223.503	174.210	
DL25	299.168	246.491	207.036	196.593	182.491	153.631	
DL34	210.250	274.959	300.351	248.881	159.733	80.572	
DL35	345.201	303.657	259.215	195.755	118.710	59.947	
DL45	438.181	369.594	264.506	146.287	64.434	26.937	
DL123	60.810	144.032	258.154	369.258	430.027	465.716	
DL124	142.981	203.037	262.284	322.823	377.871	422.032	
DL125	264.403	228.870	225.250	275.006	340.984	403.478	
DL134	184.368	254.479	309.271	322.092	320.511	337.735	
DL135	305.825	280.283	272.233	274.267	283.583	319.170	
DL145	387.962	339.318	276.368	227.841	231.469	275.498	
DL234	201.363	290.251	356.453	359.945	299.099	214.915	
DL235	322.831	316.094	319.422	312.123	262.172	196.350	
DL245	404.956	375.089	323.547	265.686	210.045	152.632	
DL345	446.390	426.542	370.539	264.958	152.656	68.369	
DL1234	163.736	247.733	329.492	381.683	396.545	400.101	
DL1235	264.942	269.234	298.628	341.840	365.776	384.675	
DL1245	333.412	318.434	302.079	303.188	322.336	348.233	
DL1345	367.904	361.271	341.196	302.557	274.497	278.001	
DL2345	382.089	391.104	380.547	334.110	256.686	175.647	
DL12345	378.038	396.959	413.006	415.838	403.958	396.652	
ENV	446.390	433.536	422.929	425.867	438.613	465.716	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1648.047	1736.041	1741.608	1770.695	1823.371	1853.781	

8.3.3 S1 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.665	480.769	480.769	480.769	480.769	414.186	
합성후	51.254	71.750	87.477	113.685	155.280	221.165	
ADD	1201.411	1303.011	1318.738	1344.947	1386.541	1385.843	
DB1	306.062	199.598	99.532	33.877	8.532	2.932	
DB2	164.817	182.867	152.791	91.786	41.818	14.869	
DB3	64.867	118.899	163.131	151.597	98.438	46.130	
DB4	19.529	56.701	110.908	164.129	167.526	128.706	
DB5	5.399	13.856	50.295	116.655	200.752	260.060	
DB12	470.664	382.306	251.925	124.981	44.614	16.640	
DB13	369.954	318.194	261.976	183.871	99.599	39.228	
DB14	320.012	255.148	209.242	196.237	168.620	121.409	
DB15	300.837	211.375	148.088	148.577	201.724	252.303	
DB23	229.037	301.644	315.687	242.628	138.898	53.906	
DB24	179.095	238.597	262.952	254.994	207.919	136.088	
DB25	159.920	194.825	201.798	207.333	241.023	266.981	
DB34	79.770	174.750	273.546	315.562	265.881	174.461	
DB35	60.597	130.980	212.415	267.904	298.986	305.355	
DB45	24.928	70.557	161.203	280.784	368.279	388.766	
DB123	480.768	450.861	373.079	247.454	126.144	42.665	
DB124	435.771	394.107	325.605	258.536	188.171	116.246	
DB125	418.521	354.709	270.568	215.635	217.981	234.059	
DB134	346.384	336.632	335.131	313.046	240.344	150.793	
DB135	329.142	297.261	280.120	270.171	270.158	268.609	
DB145	284.178	240.513	232.660	281.293	332.256	342.563	
DB234	219.562	321.750	383.479	365.920	275.702	163.996	
DB235	202.313	282.353	328.444	323.041	305.513	281.811	
DB245	157.349	225.607	280.985	334.166	367.634	355.770	
DB345	67.964	168.133	290.531	388.672	419.781	390.289	
DB1234	411.780	417.595	393.673	329.130	230.644	131.475	
DB1235	397.420	384.760	347.822	293.399	255.483	229.665	
DB1245	359.951	337.491	308.282	302.685	307.234	291.299	
DB1345	285.454	289.584	316.235	348.104	350.700	320.078	
DB2345	179.769	277.182	356.520	392.166	380.186	331.066	
DB12345	408.587	426.646	430.636	416.359	381.060	325.889	
DL1	314.492	197.372	104.181	39.133	10.850	3.536	
DL2	174.153	178.819	146.742	89.619	43.798	18.805	
DL3	72.389	116.537	154.141	142.777	97.092	52.755	
DL4	24.877	58.289	106.569	156.425	163.270	137.722	

DL5	6.618	16.749	53.360	117.670	197.992	268.133	
DL12	488.394	376.021	250.398	127.838	49.387	20.782	
DL13	385.690	313.560	257.398	179.800	100.553	46.029	
DL14	332.337	253.896	209.013	193.171	166.587	130.347	
DL15	310.006	211.395	155.245	154.234	201.250	260.322	
DL23	245.709	295.241	300.568	231.323	138.969	63.688	
DL24	192.309	235.566	252.177	244.693	205.003	148.006	
DL25	170.019	193.068	198.373	205.745	239.622	277.967	
DL34	91.490	173.467	259.948	298.937	260.224	189.831	
DL35	69.153	130.958	206.138	259.987	294.842	319.792	
DL45	31.483	74.999	159.922	274.091	361.261	405.855	
DL123	503.436	443.049	363.579	241.927	128.991	54.500	
DL124	455.043	389.299	319.870	253.533	187.608	127.174	
DL125	434.953	351.052	271.462	218.489	218.808	244.156	
DL134	364.258	333.381	326.858	302.340	237.309	164.787	
DL135	344.179	295.173	278.457	267.300	268.510	281.768	
DL145	296.188	241.465	234.898	279.348	327.915	357.666	
DL234	238.276	316.932	365.712	348.726	271.900	180.677	
DL235	218.187	278.683	317.302	313.681	303.071	297.693	
DL245	170.195	224.975	273.740	325.723	362.465	373.544	
DL345	79.421	169.096	280.735	374.534	412.167	411.157	
DL1234	433.523	411.851	382.187	318.374	229.187	145.533	
DL1235	416.772	379.976	341.826	289.141	255.131	243.006	
DL1245	376.767	335.217	305.559	299.200	304.663	306.250	
DL1345	301.128	288.665	311.396	339.871	346.090	337.630	
DL2345	196.132	274.901	343.749	378.496	374.892	350.849	
DL12345	431.082	422.654	421.190	406.275	377.497	345.840	
ENV	503.436	450.861	430.636	416.359	419.781	411.157	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1704.847	1753.872	1749.374	1761.306	1806.323	1797.000	

8.3.4 S1 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

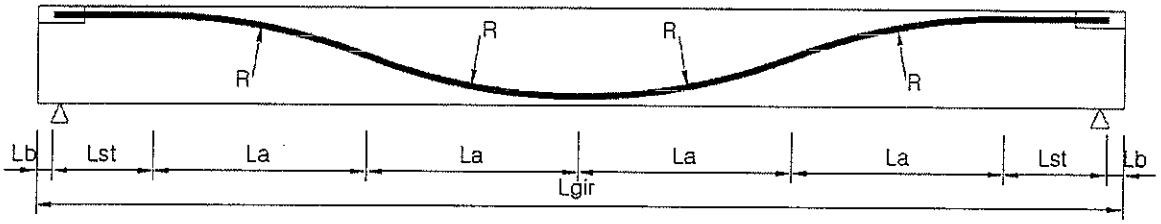
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	399.665	480.769	480.769	480.769	480.769	414.186	
합성후	51.500	71.244	87.418	113.567	153.497	223.386	
ADD	1201.657	1302.505	1318.679	1344.828	1384.758	1388.064	
DB1	304.949	201.131	99.738	34.001	8.899	2.920	
DB2	163.989	183.350	152.897	91.918	42.309	14.944	
DB3	64.448	118.656	163.101	151.670	98.808	46.442	
DB4	19.404	56.202	110.789	164.071	167.316	129.422	
DB5	5.404	13.447	50.163	116.479	199.556	261.115	
DB12	468.734	384.334	252.239	125.242	45.463	16.683	
DB13	368.457	319.474	262.156	184.076	100.380	39.490	
DB14	318.818	256.145	209.330	196.311	168.833	122.063	
DB15	299.782	212.431	148.162	148.531	200.962	253.281	
DB23	227.811	301.866	315.764	242.835	139.802	54.278	
DB24	178.172	238.537	262.939	255.070	208.254	136.851	
DB25	159.136	194.823	201.771	207.291	240.384	268.069	
DB34	79.236	173.980	273.396	315.576	266.052	175.477	
DB35	60.203	130.269	212.251	267.799	298.183	306.695	
DB45	24.808	69.649	160.952	280.551	366.873	390.537	
DB123	478.692	452.433	373.337	247.759	127.325	42.956	
DB124	433.969	395.424	325.781	258.724	188.843	116.888	
DB125	416.845	356.078	270.731	215.716	217.776	234.994	
DB134	344.933	337.310	335.184	313.177	240.868	151.661	
DB135	327.816	297.991	280.161	270.196	269.806	269.770	
DB145	283.125	240.989	232.618	281.200	331.392	344.076	
DB234	218.354	321.477	383.440	366.054	276.336	164.964	
DB235	201.231	282.133	328.392	323.069	305.271	283.072	
DB245	156.540	225.131	280.851	334.075	366.880	357.383	
DB345	67.506	167.019	290.274	388.526	418.880	392.129	
DB1234	409.964	418.509	393.797	329.340	231.481	132.244	
DB1235	395.710	385.719	347.936	293.521	255.589	230.678	
DB1245	358.468	338.238	308.328	302.708	306.914	292.606	
DB1345	284.263	289.798	316.178	348.081	350.257	321.573	
DB2345	178.780	276.604	356.386	392.145	379.835	332.644	
DB12345	406.790	427.210	430.659	416.437	381.017	327.429	
DL1	312.058	199.915	104.456	39.278	11.304	3.510	
DL2	172.683	179.729	146.924	89.828	44.416	18.859	
DL3	71.825	116.289	154.072	142.913	97.528	53.130	
DL4	24.769	57.668	106.357	156.310	162.792	138.894	

DL5	6.645	16.227	53.183	117.406	195.966	270.274	
DL12	484.504	379.490	250.854	128.206	50.463	20.782	
DL13	382.736	315.844	257.606	180.093	101.527	46.295	
DL14	329.877	255.753	209.079	193.214	166.664	131.388	
DL15	307.707	213.315	155.346	154.126	199.792	262.318	
DL23	243.703	295.879	300.682	231.666	140.097	64.067	
DL24	190.798	235.776	252.149	244.785	205.234	149.160	
DL25	168.668	193.340	198.380	205.686	238.318	280.077	
DL34	90.855	172.544	259.669	298.957	260.200	191.356	
DL35	68.679	130.098	205.893	259.857	293.284	322.272	
DL45	31.403	73.855	159.533	273.712	358.757	409.168	
DL123	499.469	445.912	363.930	242.378	130.459	54.763	
DL124	451.531	391.767	320.094	253.758	188.300	128.114	
DL125	431.586	353.576	271.718	218.578	218.118	245.956	
DL134	361.536	334.829	326.855	302.500	237.771	166.061	
DL135	341.602	296.678	278.486	267.324	267.591	283.903	
DL145	294.055	242.585	234.798	279.146	326.189	360.498	
DL234	236.408	316.898	365.625	348.931	272.501	182.052	
DL235	216.463	278.705	317.247	313.751	302.290	299.929	
DL245	168.915	224.613	273.557	325.567	360.877	376.478	
DL345	78.931	167.715	280.325	374.313	410.350	414.424	
DL1234	430.173	413.722	382.321	318.663	230.091	146.597	
DL1235	413.544	381.894	341.987	289.317	254.883	244.787	
DL1245	373.909	336.815	305.614	299.188	303.743	308.613	
DL1345	298.927	289.412	311.262	339.804	344.979	340.271	
DL2345	194.643	274.414	343.544	378.467	373.896	353.575	
DL12345	427.800	424.066	421.193	406.364	376.904	348.484	
ENV	499.469	452.433	430.659	416.437	418.880	414.424	
군 종	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1701.126	1754.939	1749.338	1761.265	1803.638	1802.489	

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

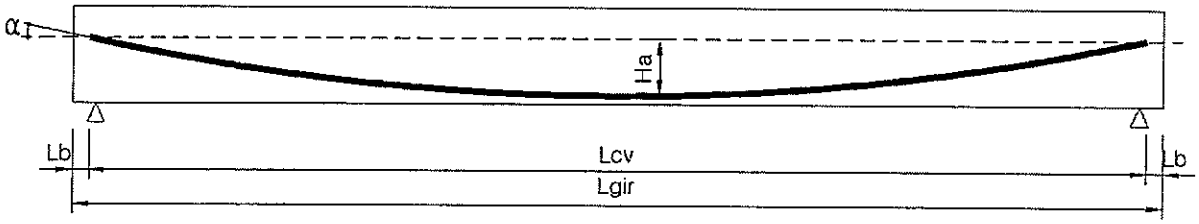
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 271767 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 240860 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)

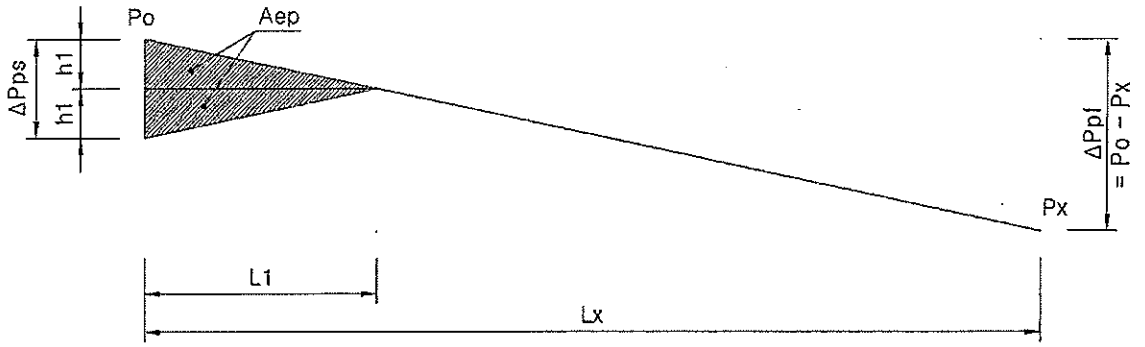
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	455169
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	427444
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	399414
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	371167

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	4903	1508400	17.541	171988	0
C2	24.565	4903	1508400	17.541	171988	0
T1	24.724	10992	1165080	10.295	226331	0
T2	24.636	18475	2663040	12.006	443625	0
T3	24.599	17376	2663040	12.380	430226	0
T4	24.576	16252	2663040	12.801	416081	0
T5	24.565	15109	2663040	13.276	401182	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 … fpsN
- ②강선 경우 : fps3 + fps4 … fpsN
- ③강선 경우 : fps4 … 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	3150000	-455169	0	2694831	-1.002517	4
T3	3150000	-427444	0	2722556	-1.002517	1
T4	3150000	-399414	0	2750586	-1.002517	2
T5	3150000	-371167	0	2778833	-1.002517	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	5.816	17.567	-2.350	15.218	104.699	232.349
T4	5.875	11.692	-2.350	9.342	64.276	142.642
T5	5.936	5.756	-2.350	3.406	23.436	52.009
T2	5.756	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	23.383	35.016	-9.399	25.617	176.245	391.124

Δfpe의 평균치 : 44.061 MPa

ΔPpe의 평균치 : 97.781 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	-675000	120430	0	0	-554570	1.34748	-747274
C2	-675000	120430	0	0	-554570	1.34748	-747274
PS강봉 소계(압축)					-1109140	1.34748	-1494547
T1	1350000	-271767	0	0	1078233	-1.01252	-1091729
T2	3150000	-455169	0	35875	2730706	-1.00252	-2737578
T3	3150000	-427444	0	-232349	2490207	-1.00252	-2496474
T4	3150000	-399414	0	-142642	2607945	-1.00252	-2614508
T5	3150000	-371167	0	-52009	2726825	-1.00252	-2733687
PS강연선 소계(인장)					11633916	-1.00383	-11673976

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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11634	-1.004	-11673.98	
합성전 고정하중		bl			4672.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			451.58	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			5060.90	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10525 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11634}{0.0098477} = -1181.384 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4672.00}{0.96846} \cdot y$$

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			7.289	-5.253	43.288	-30.137	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{451.58}{1.91609} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
fal	MPa	0.259	0.208	0.231	-0.382	1.304	-2.283	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{5060.9 + 0}{1.91609} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
fll	MPa	2.900	2.329	2.588	-4.279	14.618	-25.583	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6178} + n \cdot \frac{536.3}{1.9161} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
fsh	MPa	0.108	0.047	0.053	-0.675	0.115	4.145	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.08 - 7 \times 5.01 = 157.960$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.50 + -9.41 = 16.08$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.66 + -0.35 = -5.01$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \quad -1.004 = 25.495 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4672}{0.96846} \quad -0.965 = -4.655 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{452}{1.91609} \quad -1.496 = -0.353 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -157.960 \times 0.0098 = -1555.543$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1555.543}{1.6178} + n \cdot \frac{2327.233}{1.9161} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
fcr	MPa	0.468	0.206	0.229	-2.929	0.497	17.989	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$

$= (\ 441.19\ + 43.29\ + 1.30\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.573\ Mpa$

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.573 \times 0.0025 = -36.637\ kN$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.637}{1.6178} + n \cdot \frac{-31.321}{1.9161} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.012	

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	279.912	0.000	36.400	157.960	5.688
T2	0.002219	205.105	16.166	36.400	157.960	9.308
T3	0.002219	192.612	-104.699	36.400	157.960	22.269
T4	0.002219	179.981	-64.276	36.400	157.960	19.111
T5	0.002219	167.2525	-23.436	36.400	157.960	15.918
Σ	0.009848	1024.862	-176.245	182.000	789.800	72.294
avg	0.001970	204.972	-35.249	36.400	157.960	14.459

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.459 \times 0.0098 = -142.39\ kN$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-142.39}{1.6178} + n \cdot \frac{213.02}{1.9161} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
frgs	MPa	0.043	0.019	0.021	-0.268	0.046	1.647	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2528755200 = 425.499$

$B = 1 + m = 1 + 425.499 = 426.499$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 425.499 \times 0.12 = -49.549$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 425.499 \times 0.005 + 425.499 \times 0.014$

$= 11.340$

$P = (1383.68 + 1139.10378) / 2 \times (138.7 \times 71)$

$= 12421809$ 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)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1515681.151$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3. \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -180336.635$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 111614.427$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 12966.894$ 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

$= 2.804$ 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

$= -5.244$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= . 1.389$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.192$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.232$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.386$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.102$ 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	2.804	2.950	-5.244	1.389	-4.810	1.231	
fsh2	MPa	-0.192	-0.232	0.386	-0.102	0.354	-0.090	
f2	MPa	2.612	2.718	-4.858	1.287	-4.456	1.140	

(+):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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11634	-1.004	-11673.98	
합성전 고정하중		bl			5514.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			858.12	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4212.70	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10525 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11634}{0.0098477} = -1181.384 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5514.70}{0.96846} \cdot y$$

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			8.604	-6.201	51.096	-35.573	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{858.12}{1.99444} \cdot y$$

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	0.455	0.362	0.403	-0.716	2.259	-4.289	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4212.7 + 0}{1.99444} \cdot y$$

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	2.236	1.779	1.977	-3.515	11.091	-21.058	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{536.3}{1.9944} \cdot y$$

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	0.093	0.035	0.039	-0.660	0.035	4.058	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.08 - 7 \times 6.14 = 150.045$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25 + -9.41 = 16.08$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.49 + -0.64 = -6.14$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \quad -1.004 = 25.495 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5515}{0.96846} \quad -0.965 = -5.495 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{858}{1.99444} \quad -1.496 = -0.644 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -150.045 \times 0.0098 = -1477.595$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1477.595}{1.6850} + n \cdot \frac{2210.616}{1.9944} \cdot y$$

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	0.384	0.145	0.161	-2.721	0.143	16.727	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 441.19\ + 51.10\ + 2.26\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.836\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.836 \times 0.0025 = -37.298\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.298}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.886}{1.9944} \cdot y$$

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	-0.037	-0.033	-0.037	0.004	-0.227	0.016	

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	279.912	0.000	30.400	150.045	6.084
T2	0.002219	205.105	16.166	36.400	150.045	9.704
T3	0.002219	192.612	-104.699	36.400	150.045	22.665
T4	0.002219	179.981	-64.276	36.400	150.045	19.507
T5	0.002219	167.252	-23.436	36.400	150.045	16.314
Σ	0.009848	1024.862	-176.245	182.000	750.223	74.273
avg	0.001970	204.972	-35.249	36.400	150.045	14.855

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.855 \times 0.0098 = -146.28\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-146.28}{1.6850} + n \cdot \frac{218.85}{1.9944} \cdot y$$

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	0.038	0.014	0.016	-0.269	0.014	1.656	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00262932 = 409.224$

$B = 1 + m = 1 + 409.224 = 410.224$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 409.224 \times 0.12 = -47.596\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 409.224 \times 0.005 + 409.224 \times 0.014$

$= 11.028$

$P = (1383.68 + 1147.911) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12465174\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1731669.884\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -206910.498\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 113203.128\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13134.288\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 3.121$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.202$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.993$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.588$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.186$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.227$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.391$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.103$ 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	3.121	3.202	-5.993	1.588	-5.497	1.407	
fsh2	MPa	-0.186	-0.227	0.391	-0.103	0.359	-0.092	
f2	MPa	2.935	2.975	-5.601	1.484	-5.138	1.315	

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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11634	-1.004	-11673.98	
합성전 고정하중		bl			4847.30	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2194.20	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4556.10	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10525 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11634}{0.0098477} = -1181.384 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4847.30}{0.96846} \cdot y$$

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			7.563	-5.451	44.912	-31.268	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2194.20}{1.94121} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fal	MPa	1.227	0.983	1.092	-1.847	6.153	-11.051	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4556.1 + 0}{1.94121} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fll	MPa	2.547	2.040	2.267	-3.835	12.776	-22.946	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6388} + n \cdot \frac{536.3}{1.9412} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.048	-0.670	0.088	4.117	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.08 - 7 \times 6.52 = 147.368$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.50 + -9.41 = 16.08$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.83 + -1.69 = -6.52$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \quad -1.004 = 25.495 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4847}{0.96846} \quad -0.965 = -4.830 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2194}{1.94121} \quad -1.496 = -1.691 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -147.368 \times 0.0098 = -1451.236$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1451.236}{1.6388} + n \cdot \frac{2171.181}{1.9412} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fcr	MPa	0.417	0.175	0.195	-2.713	0.355	16.668	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 441.19\ + 44.91\ + 6.15\ ) \times 0.03 = 14.768\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.768 \times 0.0025 = -37.126\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.126}{1.6388} + n \cdot \frac{-31.738}{1.9412} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.013	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	279.912	0.000	36.400	147.368	6.218
T2	0.002219	205.105	16.166	36.400	147.368	9.838
T3	0.002219	192.612	-104.699	36.400	147.368	22.799
T4	0.002219	179.981	-64.276	36.400	147.368	19.641
T5	0.002219	167.252	-23.436	36.400	147.368	16.447
Σ	0.009848	1024.862	-176.245	182.000	736.840	74.942
avg	0.001970	204.972	-35.249	36.400	147.368	14.988

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.988 \times 0.0098 = -147.60\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-147.60}{1.6388} + n \cdot \frac{220.83}{1.9412} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
frgs	MPa	0.042	0.018	0.020	-0.276	0.036	1.695	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00262932 = 409.224$

$B = 1 + m = 1 + 409.224 = 410.224$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 409.224 \times 0.12 = -47.596\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 409.224 \times 0.005 + 409.224 \times 0.014$

$= 11.028$

$P = (1383.68 + 1150.88922) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12479839\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1574621.130\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -187383.841\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 113203.128\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13134.288\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.803$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.946$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.448$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.443$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.186$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.227$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.391$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.103$ 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	2.803	2.946	-5.448	1.443	-4.997	1.278	
fsh2	MPa	-0.186	-0.227	0.391	-0.103	0.359	-0.092	
f2	MPa	2.617	2.719	-5.057	1.339	-4.638	1.187	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.823

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			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	
계				2.088	16.784	441.185	-1181.384	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.289	-5.253	43.288	-30.137	
4	fal	0.259	0.208	0.231	-0.382	1.304	-2.283	
5	fll	2.900	2.329	2.588	-4.279	14.618	-25.583	
6	fsh	0.108	0.047	0.053	-0.675	0.115	4.145	
7	fcr	0.468	0.206	0.229	-2.929	0.497	17.989	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.012	
9	frgs	0.043	0.019	0.021	-0.268	0.046	1.647	
10	f2	2.612	2.718	-4.858	1.287	-4.456	1.140	
계		6.351	5.493	7.602	4.288	496.360	-1214.454	
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)	-554.570	-554.570	1078.233	2730.706	2490.207	2607.945	±2726.825
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	±0.0022
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1230.491	1122.119	1175.173	±1228.742
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 : 0.830

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			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	
계				2.088	16.784	441.185	-1181.384	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.604	-6.201	51.096	-35.573	
4	fal	0.455	0.362	0.403	-0.716	2.259	-4.289	
5	fll	2.236	1.779	1.977	-3.515	11.091	-21.058	
6	fsh	0.093	0.035	0.039	-0.660	0.035	4.058	
7	fcr	0.384	0.145	0.161	-2.721	0.143	16.727	
8	frgb	-0.037	-0.033	-0.037	0.004	-0.227	0.016	
9	frgs	0.038	0.014	0.016	-0.269	0.014	1.656	
10	f2	2.935	2.975	-5.601	1.484	-5.138	1.315	
계		6.104	5.277	7.649	4.190	500.457	-1218.532	
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)	-554.570	-554.570	1078.233	2730.706	2490.207	2607.945	2726.825
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1230.491	1122.119	1175.173	1228.742
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 : 0.832

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			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	
계				2.088	16.784	441.185	-1181.384	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.563	-5.451	44.912	-31.268	
4	fal	1.227	0.983	1.092	-1.847	6.153	-11.051	
5	fll	2.547	2.040	2.267	-3.835	12.776	-22.946	
6	fsh	0.103	0.043	0.048	-0.670	0.088	4.117	
7	fcr	0.417	0.175	0.195	-2.713	0.355	16.668	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.013	
9	frgs	0.042	0.018	0.020	-0.276	0.036	1.695	
10	f2	2.617	2.719	-5.057	1.339	-4.638	1.187	
계		6.915	5.943	8.177	3.334	500.631	-1222.969	
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)	-554.570	-554.570	1078.233	2730.706	2490.207	2607.945	2726.825
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1230.491	1122.119	1175.173	1228.742
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	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	4672.00	30891	0.9685	39.06
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9161	7.30
프리스트레스 도입직후	-13168.52	30891	0.8763	-121.67
프리스트레스 손실	2324.63	30891	1.9161	9.82
활하중	5060.90	30891	1.9161	21.38

(2) G2~G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5514.70	30891	0.9685	46.10
합성후 고정하중	858.12	30891	1.9944	3.63
프리스트레스 도입직후	-13168.52	30891	0.8763	-121.67
프리스트레스 손실	2324.63	30891	1.9161	9.82
활하중	4212.70	30891	1.9161	17.80

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

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 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

∴ $\Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.157 × 0.98 = 1.134

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -121.67) = -37.75 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{ps})$ ($\Phi_t =$ 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 39.06 + 7.30 + -111.84)

= 11.81 mm

(4) G2~G5 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -121.67) = -37.75 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{ps})$ ($\Phi_t =$ 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 46.10 + 3.63 + -111.84)

= 15.64 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-45.76	-45.76	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-83.51	-83.51	
바닥판 타설 후	-44.46	-37.41	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-15.52	-8.32	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{ps}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	21.38	17.80	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 mm

(1) G1 거더

δv = 21.38 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G5 거더

δv = 17.80 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 28221739.0 N · m

2) 단면 제원

b = 2750.0 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)

$\beta 1 = 0.85 - [\ 0.007 \times (\ Fck - 28\ )] = 0.857$

$\rho p1 = Ap / (b \times dp) = 0.001318$

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$Fps = Fput \times [1 - (rp1/\beta 1) \times \rho p1 \times (Fput / Fck)] =$ 1842.4 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 287.5 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 287.5 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = $\rho p \times Fps / Fck$ = 0.090

qp (=0.09) < $0.36 \times \beta 1$ (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

$\Phi \cdot Mn = \Phi\ [\ Apw \times Fps \times dp \times (1 - 0.59 \times Apw \times Fps / (\ bo \times dp \times Fck))$

$+ 0.85 \times Fck\ (b - bo) \times t \times (dp - 0.5\ t)\ ]$ = 58882.89 kN · m

$\Phi \cdot Mn$ (=58882.889) > Mu (=28221.739) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

$1.2 \cdot Mcr = Zbo \times (0.5 \times \sqrt{Fck} + fbe - fd) =$ -33284.078 kN · m

fpe = 22.519 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

$1.2 \cdot Mcr$ (=-33284.078 < $\Phi \cdot Mn$ (=58882.889) ---------- 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	370.05	1.48
합성후	53.71	6.89
활하중	484.07	27.82

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2535.3 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci= 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 11744.2 kN · m

fpe = 22.519 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 70.69 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 × VI = 1591.64 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 265667.36 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 265667.36 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10380124 N = 10380.12 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10016231 / 1010953 = 9.908 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8907092 × 0.2675 = 2382216.31 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10380.1 kN

3) øVc = 0.80 × 10380.1 = 8304.1 kN

1/2 øVc = 4,152.049 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

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 = D16 × 2 EA = 397.2 mm^2 ---------- O.K

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	362.00	199.83
합성후	52.12	36.00
활하중	474.82	245.75

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2463.7 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) = 11744.2 kN · m

fpe = 22.519 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 834.94 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 × VI = 1559.22 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 22759.21 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 22759.21 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4381693.14 N = 4381.69 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10016231 / 1010953 = 9.908 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8907092 × 0.2675 = 2382216.31 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4381.7 kN

3) øVc = 0.80 × 4381.7 = 3505.4 kN

1/2 øVc = 1,752.677 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	231.03	2853.60
합성후	26.18	386.38
활하중	342.87	3226.10

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1596.0 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) = 11744.2 kN · m

fpe = 22.519 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 11148.09 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 = 1071.54 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1663.82 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 1663.82 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4381693.14 N = 4381.69 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10016231 / 1010953 = 9.908 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8907092 × 0.2675 = 2382216.31 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1663.8 kN

3) øVc = 0.80 × 1663.8 = 1331.1 kN

1/2 øVc = 665.526 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=0mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 105.409 mm^2

Avmin = 105.409 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 93.333 mm^2 ------- O.K

Avail = Max(Av, Avmin) = 212.290 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.074$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.55 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 797500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.074 \times 797500 = 59015$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 59015 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.054$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.193$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 957000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.193 \times 957000 = 184701$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 184701 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.168$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 1149.6 x 1000 /(0.800 x 2.272) = 0.633 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 = 484.1 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.266 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 0.633 + 2.15 x 0.266

= 1.395 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(0.633 + 0.266 + 0.054)

= 1.239 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.054 + 0.168)

= 0.289 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

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

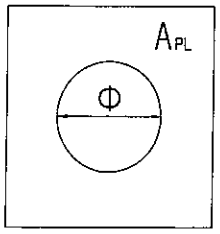
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

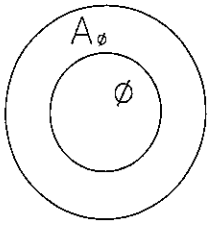
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m^2)$	$A\Phi(m^2)$	$\Phi(m)$	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	3,150,000	2,730,706	2,248,033
T3	3,150,000	2,490,207	2,050,044
T4	3,150,000	2,607,945	2,146,970
T5	3,150,000	2,726,825	2,244,837

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \quad \leq \quad 1.1 \times fci$$

- 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	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T3	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T4	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T5	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	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	2,730,706	0.107	25.5	33.9	O.K
T3	15.2/16연선	2,490,207	0.107	23.3	33.9	O.K
T4	15.2/16연선	2,607,945	0.107	24.4	33.9	O.K
T5	15.2/16연선	2,726,825	0.107	25.5	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) = 12600000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 12600000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 12600000 × sin 0.13771

= 2945337.2 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2945337.18 / (0.8 × 300.0) = 14726.7 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 × 2945337.180 = 58906.744 N

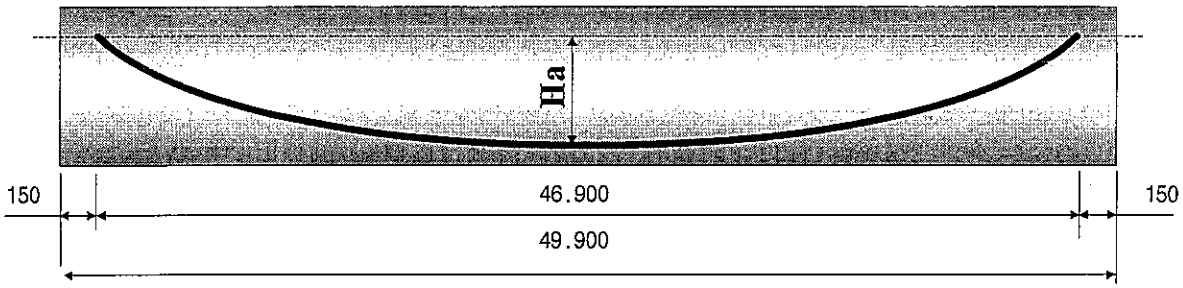
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 58906.744 / 180 = 327.260 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 등시 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(㎜)
C1	5	-675.00	-554.57	49.130	-120.145
C2	5	-675.00	-554.57	49.130	-120.145
T1	5	1350.00	1078.23	49.449	309.180
T2	4	3150.00	2730.71	49.273	326.424
T3	1	3150.00	2490.21	49.199	312.602
T4	2	3150.00	2607.94	49.151	318.820
T5	3	3150.00	2726.82	49.131	325.267

S2

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

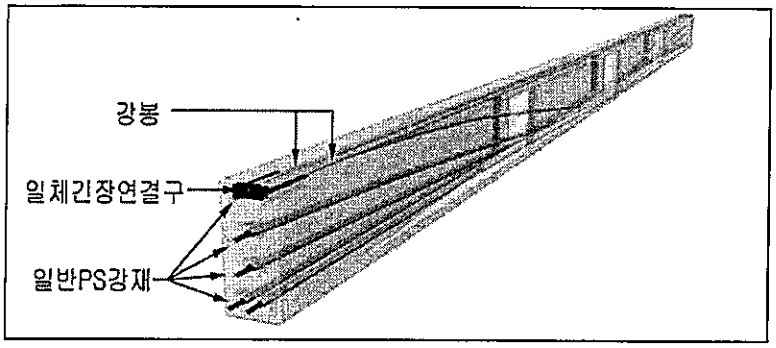
1. 설 계 개 요

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

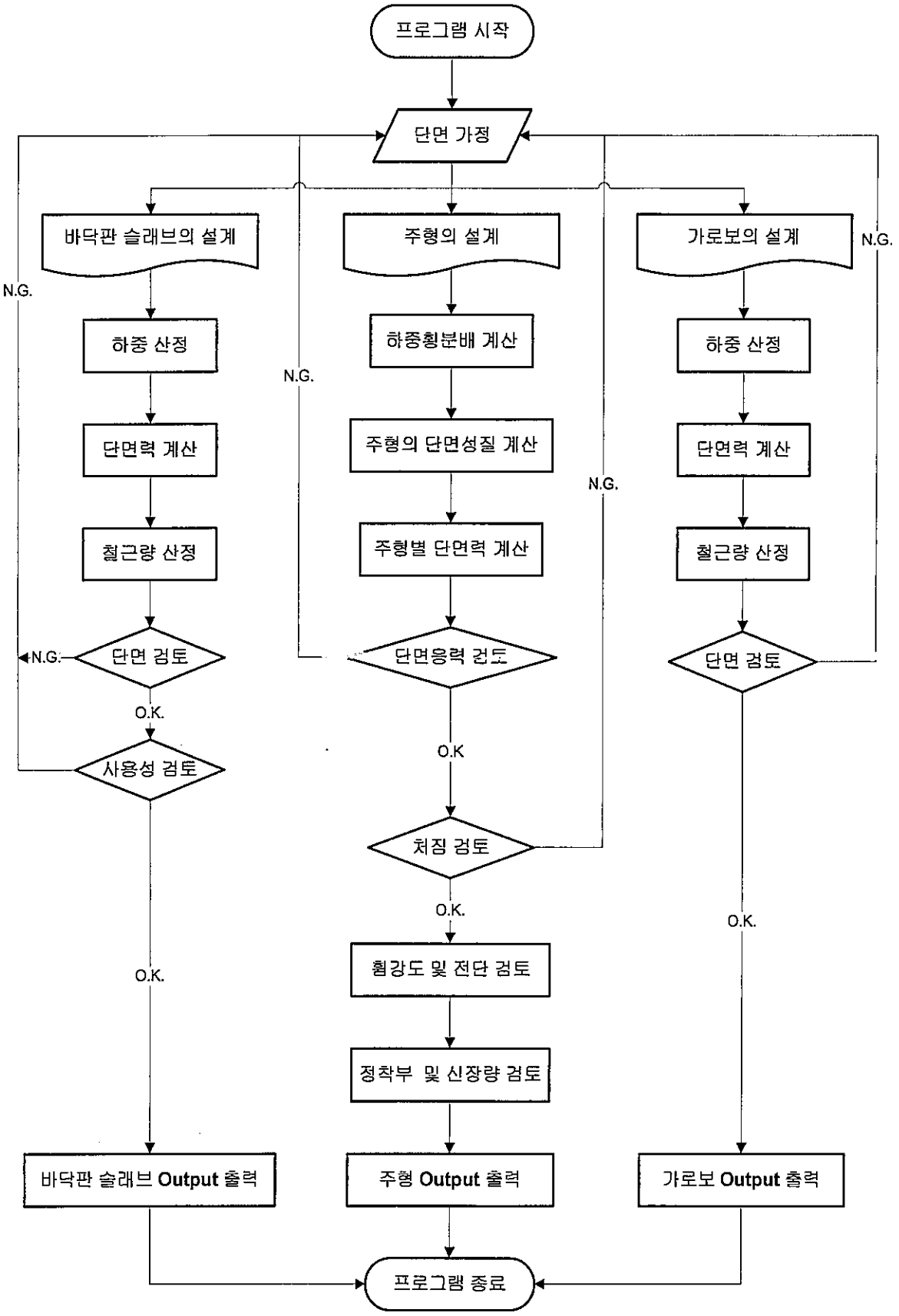
(2) 사용프로그램

- 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 : 병천천교 오창방향(S2)
- 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 : 15.975 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 : $f_{cr} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(A_b'/A_b - 0.2)} \leq 1.10 \times f_{ci}$
- 프리스트레스 손실 발생 후 : $f_{cr} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_b'/A_b)} \leq 0.90 \times f_{ck}$

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

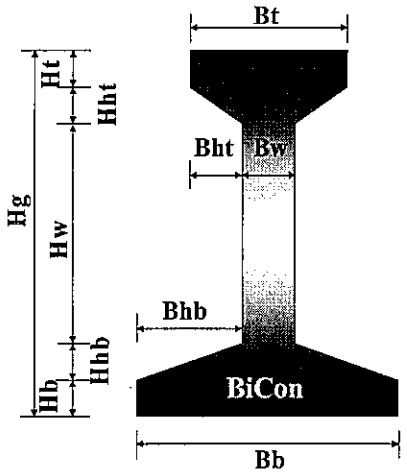
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

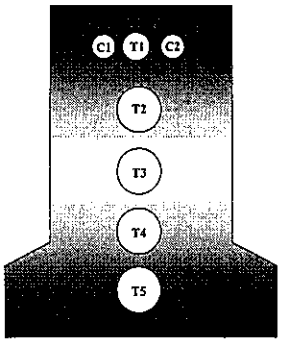
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

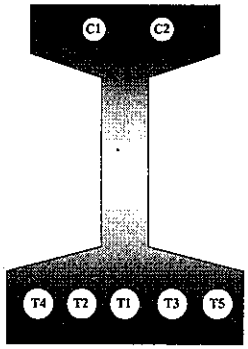
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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		-675kN	-675kN	1350kN	3060kN	3060kN	3060kN	3060kN
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.

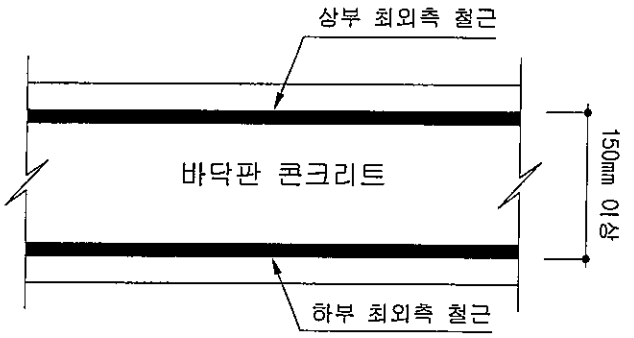
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.950 m / 0.240 m = 8.125 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.950 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

1.165 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.368 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	강도설계법 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

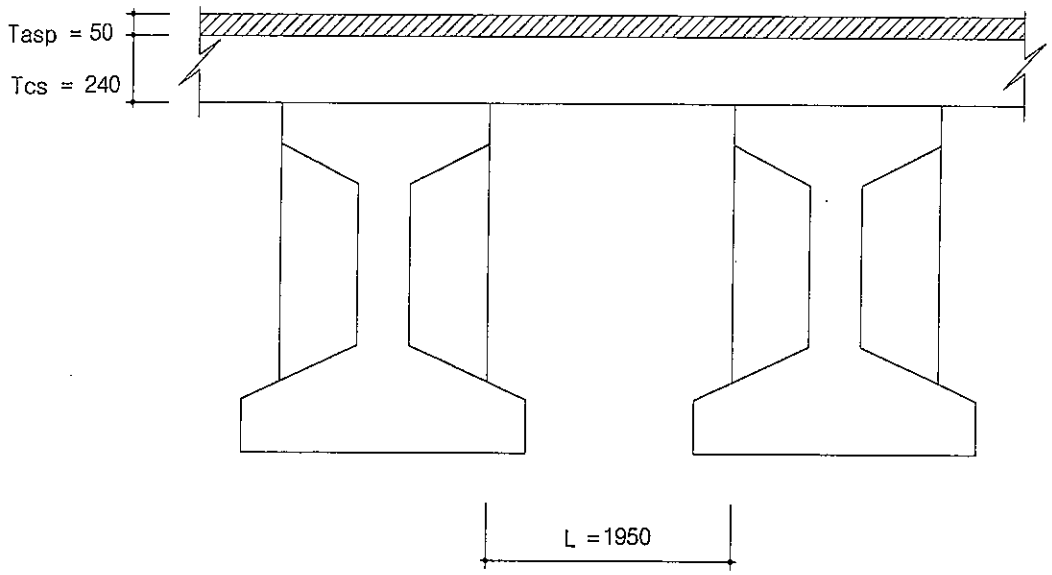
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 켄틸레버인접 중앙지간부 및 쐐기 중앙지간부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.950 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 188.50 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 =$ 2.728 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.358 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.95 + 0.6) · 96 / 9.6 = 33.150 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 26.520 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 60.564 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 29.248 kN · m

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 60564000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 60564000.0 = 0 에서

As(req) = 928.187 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0046

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 928.187

② As(min) = 700.000 ∴ As = 928.187 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1237.583

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ φf · Mn = 64.602 kN · m > Mu = 60.564 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.95 × 1000 / 28 = 69.643 mm

Tcan (240mm) > Tmin (69.643mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 29.248 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 160.264 MPa

Fsmax (=160.264MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 160.26) - 3 × 32.00 = 411.377 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 160.26) = 393.101 mm

Sa는 작은 값인 393.101 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 393.101 mm) ---------- O.K

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 26.520 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 145.32 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 = 621.885 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

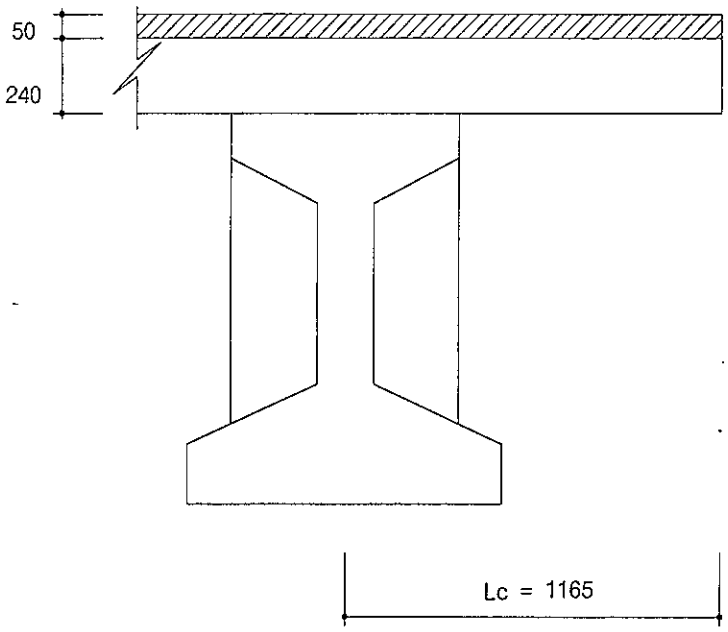
max (Ar_req , At_req) = 621.885 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400

794.400	mm^2	>	621.885	mm^2	----------	O.K
794.400	mm^2	≤	1800.000	mm^2	----------	O.K

4.3 일반 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.465 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L > 0.25 m

Tmin = 80 × L + 230 = 267.20 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 270.000 mm > Tmin = 267.200 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
바닥판	0.184	25.000	4.600	0.383	1.760
헌 치	0.000	25.000	0.000	0.010	0.000
포 장	0.038	23.500	0.899	0.383	0.344
합 계			5.499		2.104

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.512 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.371 > 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 / 1.512) · 0.465 · (1 + 0.300) = 38.381 kN · m

(3) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	2.104	
2	활하중	Ml	38.381	
극한 하중			85.254	1.3MD + 2.15ML(i)
사용 하중			40.485	1.0MD + 1.0ML(i)

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 85254000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0231

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 + 71400 As - 85254000.0 = 0 에서

As(req) = 1259.907 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0060

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1259.907

② As(min) = 735.000 ∴ As = 1259.907 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1679.876

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 108.294 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ φf · Mn = 108.294 kN · m > Mu = 85.254 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.765 × 1000 / 10 = 76.5 mm

Tcan (270mm) > Tmin (76.5mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 40.485 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00775

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.296

j = 1 - (k / 3) = 0.901

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 131.471 MPa

Fsmax (=131.471MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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

= ## × (## / 131.47) - 3 × 52.00 = 468.991 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 131.47) = 479.193 mm

Sa는 작은 값인 468.991 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 468.991 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 38.381 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 124.64 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 844.138 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 420.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 844.138 mm^2

H 19 @ 250 = 1146 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	2.104	
2	활하중	Ml	38.381	
3	충돌하중	Mco	0.000	
4	풍하중	Mw	0.000	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			167.773	
Case 2	1.30		1.30		2.735	
Case 3	1.30	2.60		0.65	102.526	
Case 4	1.30	2.60	1.30		102.526	
Case 5	1.20		1.20	1.20	2.525	
적 용					167.773	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 167773295.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (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 = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0115

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 + 71400 As - 167773295.2 = 0 에서

As(req) = 2638.713 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0126

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 2638.713

② As(min) = 735.000

③ 4/3×As = 3518.284

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2519.814

∴ As = 2638.713 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

∑ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ----------0.K

4) 설계휨강도

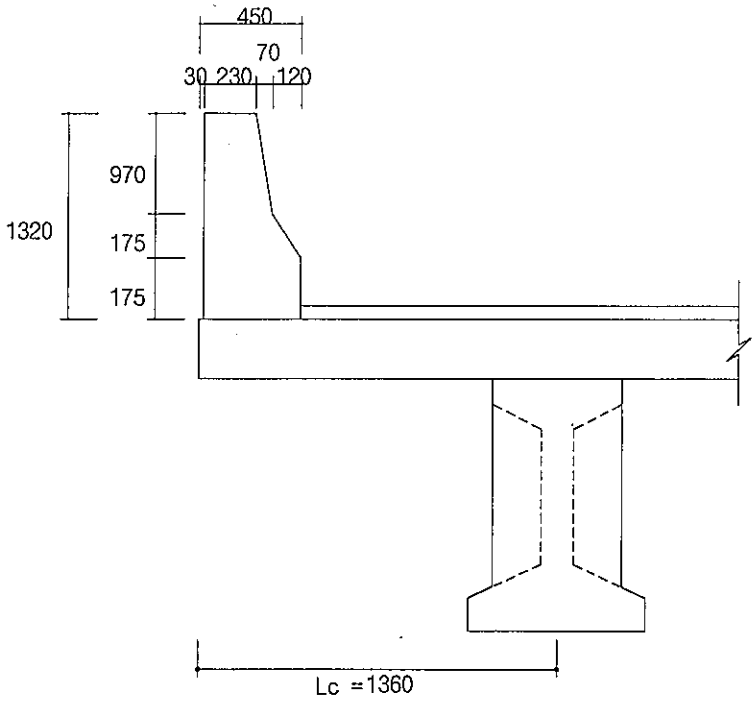
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 183.684 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 183.684 kN · m > Mu = 167.773 kN · m ----------0.K

4.4 캔틸레버 부

4.4.1 단면치수



4.4.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 238.800 mm ---------- O.K

4.4.3 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	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
포 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.308 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 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 / 1.308) · 0.210 · (1 + 0.300) = 20.037 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m)

$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2 °	3 °
3 또는 4	3 °	4 °
5 이상	4 °	5 °

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 8.19 ° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.308) · 0.075 = 5.522 kN

Mcf = 5.522 × 1.800 = 9.94 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	9.940	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	69.712	40.524	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	54.611	43.494	
Case 4	52.681	40.524	
Case 5	52.511	43.494	
Case 6	83.014	63.857	
Case 7	44.481	37.068	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	83.014	
사 용 하 중	63.857	

4.4.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 83013706.4 (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 (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 83013706.4 = 0 에서

As(req) = 1459.574 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0081

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1459.574

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1459.574 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1946.099

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 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 = 83.014 kN · m ---------- O.K

4.4.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.96 × 1000 / 10 = 96 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 63.857 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01103

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.341

j = 1 - (k / 3) = 0.886

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 201.675 MPa

Fsmax (=201.675 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 / 201.68) - 2.5 × 52.00 = 260.480 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 201.68) = 312.384 mm

Sa는 작은 값인 260.480 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 260.48 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.037 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 63.281 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.4.6 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 = 977.915 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) = 977.915 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 977.915 mm^2 ---------- O.K

4.4.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			99.869	
Case 2	1.3		1.3		44.044	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		96.139	
Case 5	1.2		1.2	1.2	44.220	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 99868898.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

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 - 99868898.2 = 0 에서

As(req) = 1786.337 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0099

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1786.337

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2381.783

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2919.148

∴ As = 2919.148 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

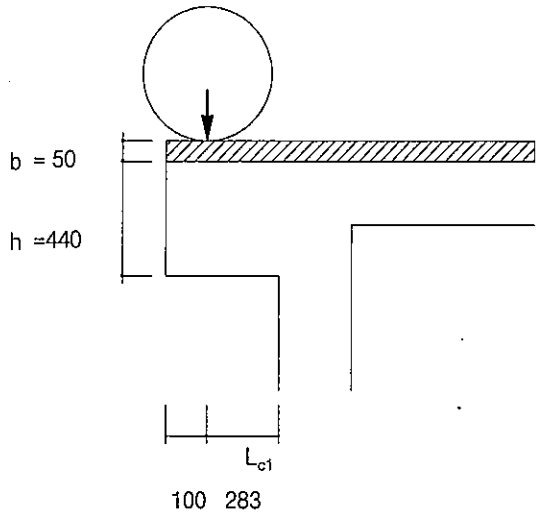
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 153.813 kN · m > Mu = 99.869 kN · m ---------- O.K

4.5. 슬래브 단부 설계

4.5.1 단면치수



4.5.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.283 = 0.383 m

Wd = ∩ 490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.898 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.046 ≤ 0.300 ∴ i = 0.046

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.283 + 0.98 = 1.079 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 32.731 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 71.540 kN · m

4.5.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : M_u = 71539690.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm), b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm), d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa, f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85, k_1 = 0.85

* 강도감소계수(ϕ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm, c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0356

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 + 84320 As - 71539690.0 = 0 에서

As(req) = 875.357 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0035

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 875.357

② As(min) = 868.000 ∴ As = 875.357 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1167.143

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

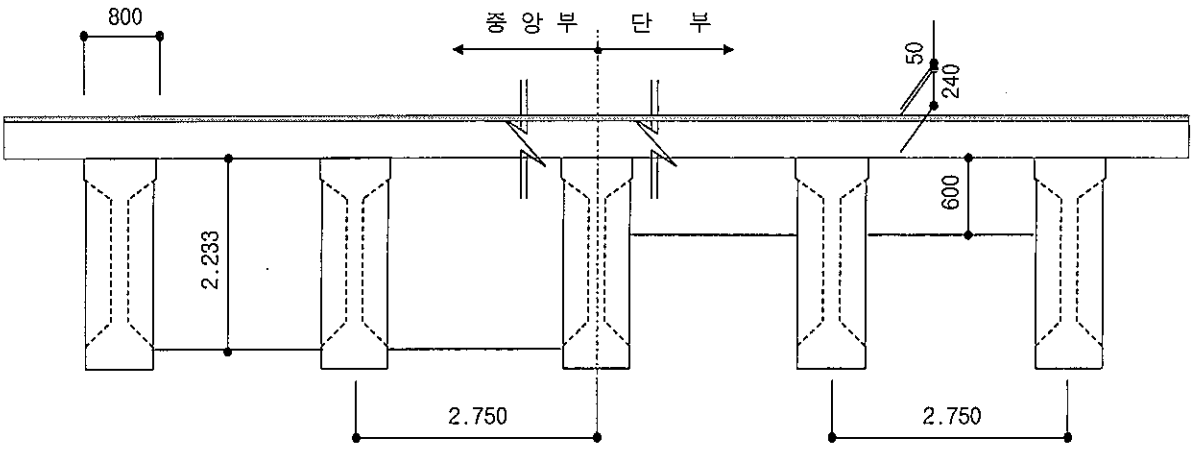
(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 104.701 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 104.701 kN · m > Mu = 71.540 kN · m ---------- O.K

4.6 가로보의 설계



4.6.1 단부 가로보

1) 가로보제원

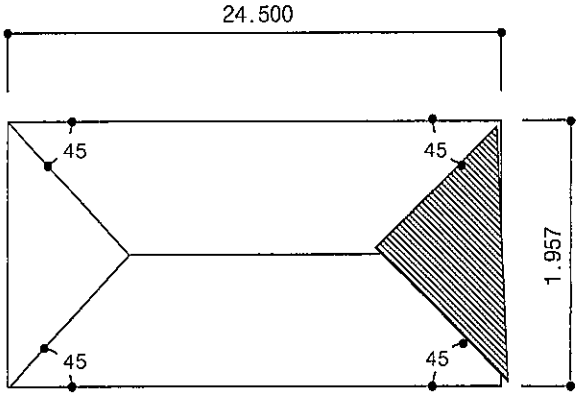
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

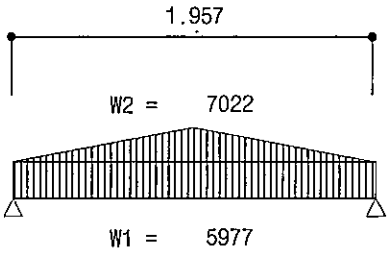
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 85.0 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (85.0) = 1.957 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (85.0) = 0.398 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (85.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 5977 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.979 × 2500 + 0.050 × 0.979 × 2350) × 10 = 7022 N/m

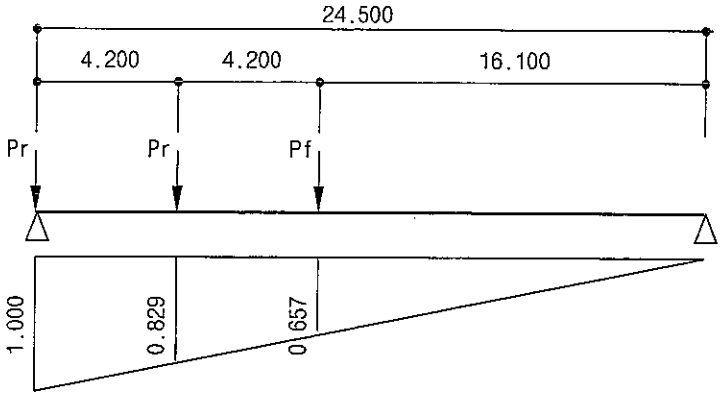
작용 단면력

Rad = 5977 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 7022 × 1/2) × 1/2 = 9286 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5977 \times 1.957^2}{8} + \frac{7022 \times 1.957^2}{12} = 5105 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



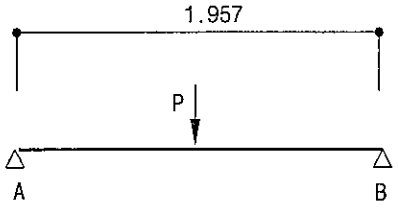
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 \quad < 0.3$$

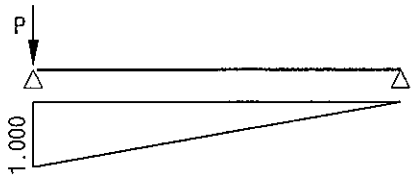
$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.829\ ) + 24.0 \times 0.657\ )\} \times 1.233 = 235.806\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$Ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.806 \times 1.957}{4}$$

$$= 115.395 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 235.806 × 1.000 = 235.806 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

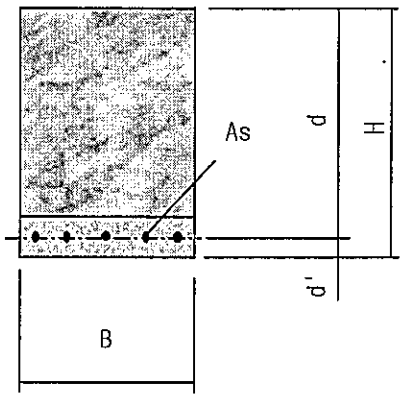
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.105	115.395
Vu	kN	9.286	235.806

(4) 극한단면력

Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 × 5.105 + 2.150 × 115.395 = 254.736 kN · m

Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 × 9.286 + 2.150 × 235.806 = 519.055 kN · m

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 254.736 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

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.167\ As^2 + 196350\ As$

$=$ 254736000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,335.2 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,780.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[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 = 254.736 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 0.770 = 2.542 < 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 = 519.055 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 = 519.055 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.542}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.542}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 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 = 519.055 kN O.K.

4.6.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

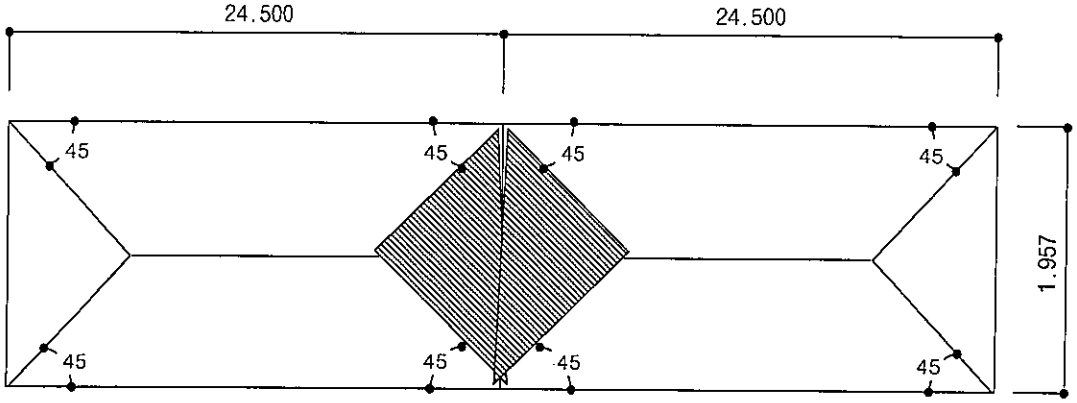
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 85.0 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN (85.0) = 1.957 m

2)작용하중

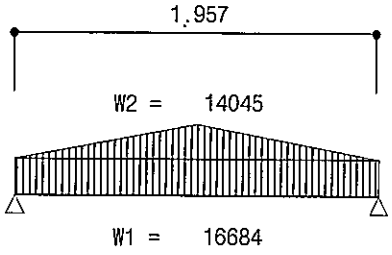
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (85.0) = 0.299 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (85.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 16684 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.957 × 2500 + 0.050 × 1.957 × 2350) × 10 = 14045 N/m



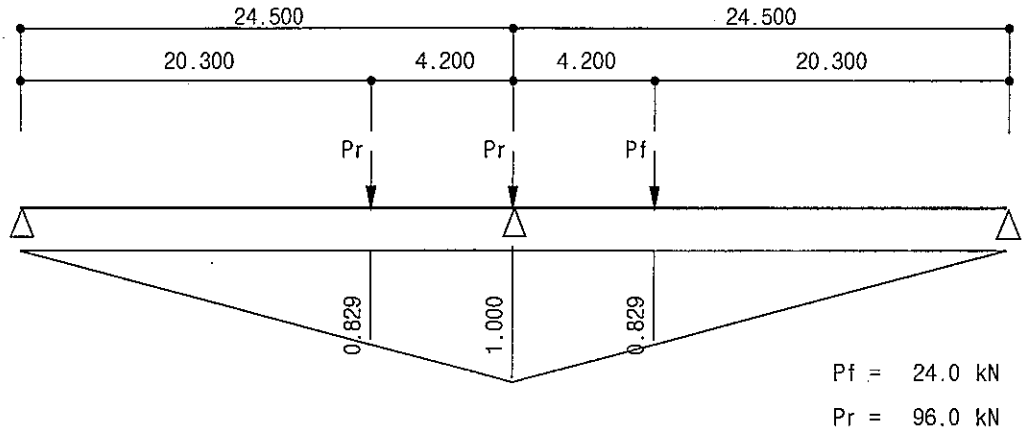
작용 단면력

Rad = 16684 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 14045 × 1/2) × 1/2 = 23202 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{16684 \times 1.957^2}{8} + \frac{14045 \times 1.957^2}{12} = 12475 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

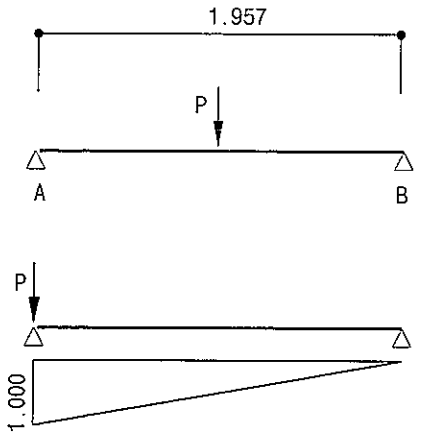
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.829) + 24.0 \times 0.829)\} \times 1.233 = 240.940 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{240.940 \times 1.957}{4}$$

$$= 117.907 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 240.940 \times 1.000 = 240.940 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

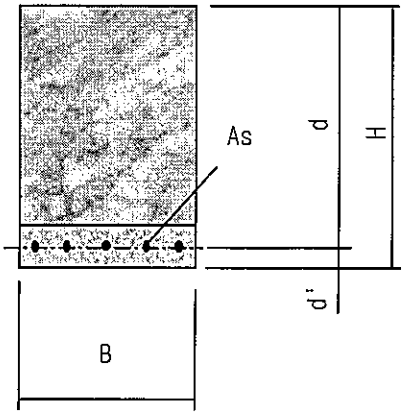
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	12.475	117.907
Vu	kN	23.202	240.940

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 12.475 + 2.150 \times 117.907 = 269.718 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 23.202 + 2.150 \times 240.940 = 548.184 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 269.718 kN·m

b = 300.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 612765 As

= 269718000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 441.9 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 3,121.6 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 589.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 269.718 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 2.403 = 0.815 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 548.184 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN < Su = 548.184 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 90.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.815}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.815}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > Vu = 548.184 kN **O.K.**

4.6.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

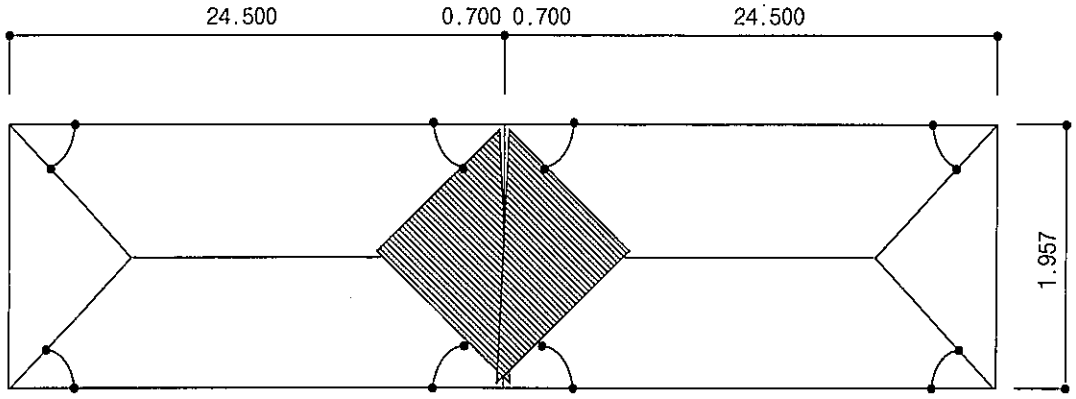
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 85.0 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN(85.0) = 1.957 m

2)작용하중

(1)고정하중

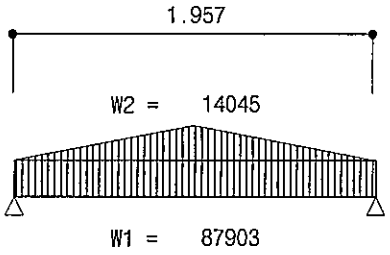


빔　　폭: 1.400 × SIN (85.0) = 1.395 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (85.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 77858 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.957 × 2500 + 0.050 × 1.957 × 2350) × 10 = 14045 N/m



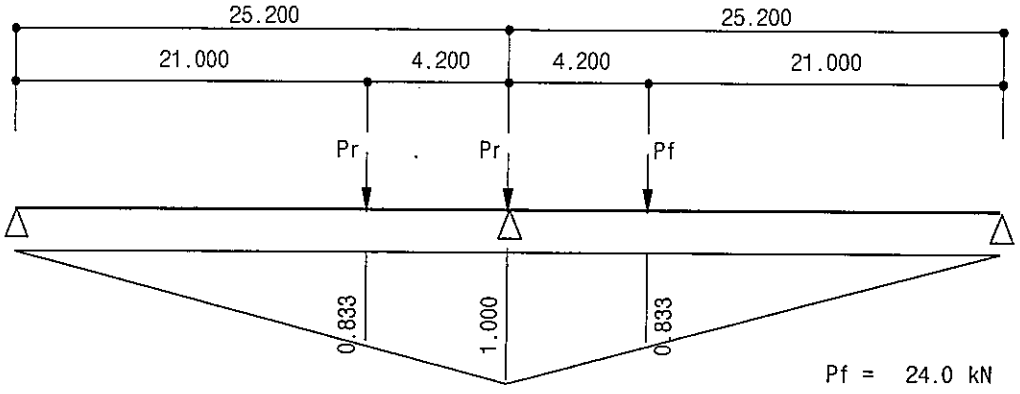
작용 단면력

Rad = 87903 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 14045 × 1/2) × 1/2 = 92906 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{87903 \times 1.957^2}{8} + \frac{14045 \times 1.957^2}{12} = 46586 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



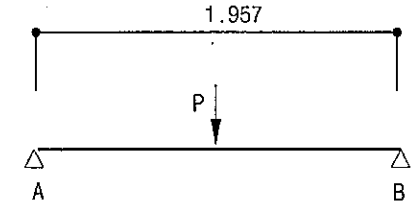
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) $= \frac{15}{40 + 25.200} = 0.230 < 0.3$

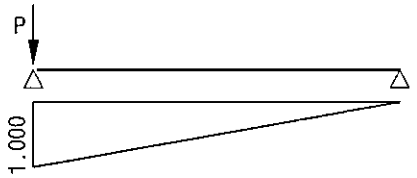
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.833) + 24.0 × 0.833)} × 1.230 = 241.043 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{241.043 \times 1.957}{4}$$

$$= 117.957 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAl = 241.043 \times 1.000 = 241.043 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순보 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	46.586	117.957
Vu	kN	92.906	241.043

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 46.586 + 2.150 \times 117.957 = 314.169$ kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 92.906 + 2.150 \times 241.043 = 639.020$ kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 314.169 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]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -1.190 As^2 + 612765 As

= 314169000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 513.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 14,567.4 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 15,699.6 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 684.3 ㎟ 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 = 314.169 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 2.403 = 0.815 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 639.020 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 639.020 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sv$ = 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 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sh$ = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.815}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.815}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

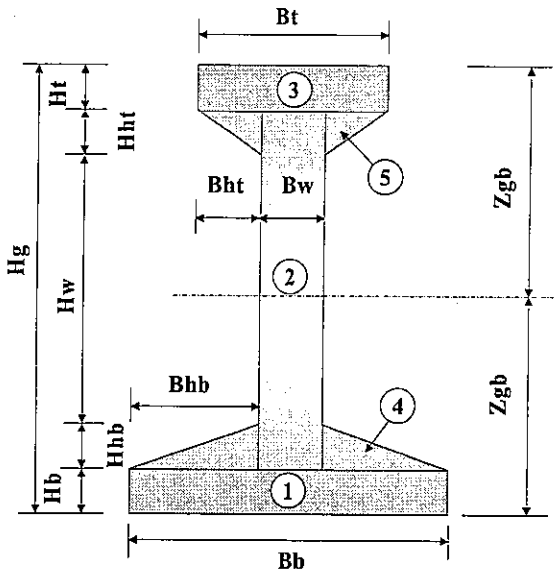
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 639.020 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 층 단 면

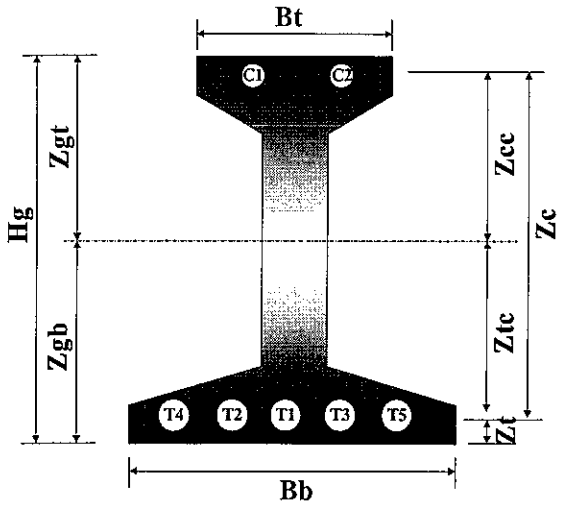


< 단위 : m >

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×z²	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×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	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

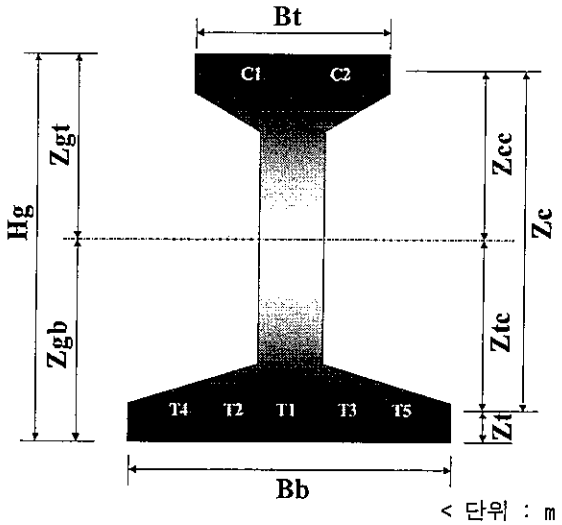
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	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×y²) - ΣA×zgb² 0.876314 m⁴

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

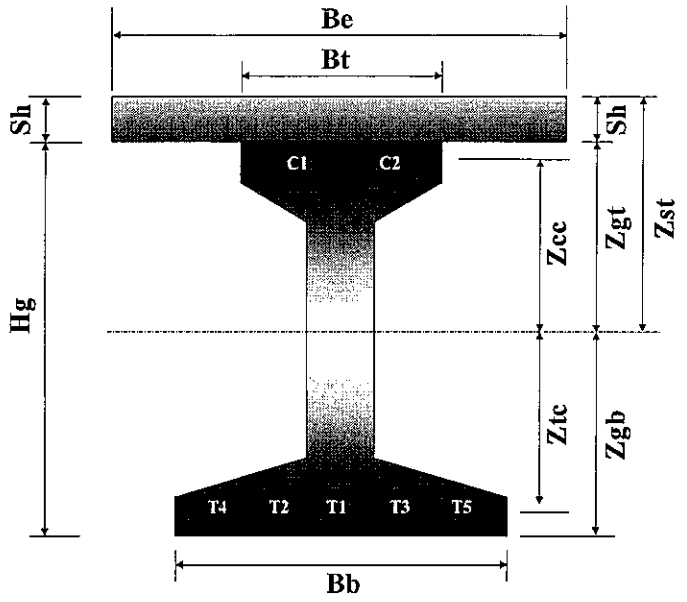
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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 = 1.164 m

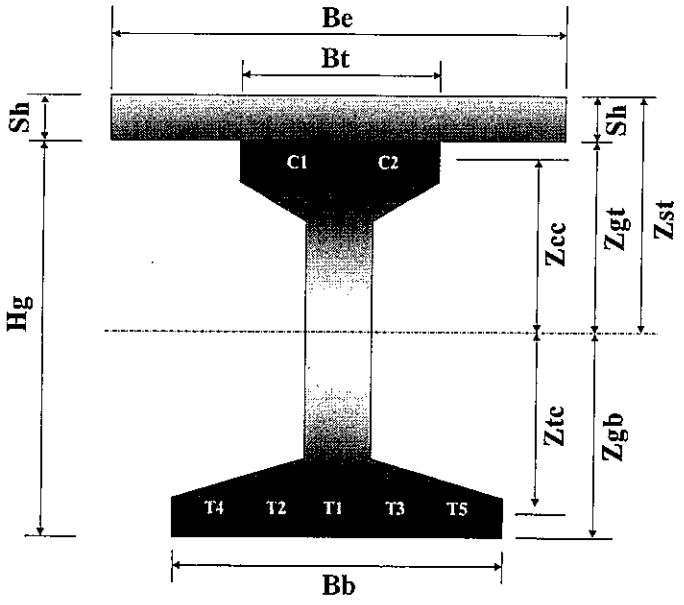
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.247	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.604	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.439	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.439	m

< 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	0.52682	2.720	1.43296	3.89765	0.002529
Σ		1.61781	1.620	2.62102	5.19142	0.970988

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.620105 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.979895 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.854895 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.496091 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.219895 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.916087 m^4

5.4.2 G2~G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

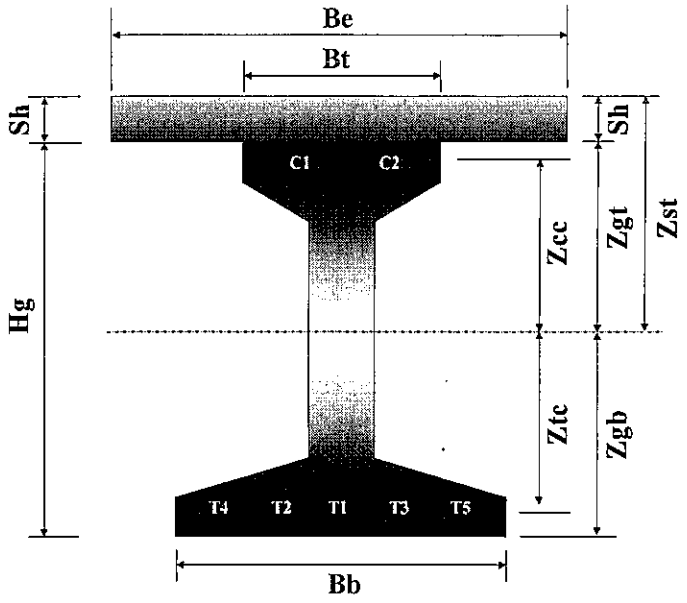
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 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) = $\Sigma(A \times z) / \Sigma A$ = -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) = $\Sigma Io + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times zgb^2$ 1.994437 m^4

5.4.3 G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.261 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.344	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.701	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.536	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.536	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	0.54778	2.720	1.48995	4.05267	0.002629
Σ		1.63876	1.634	2.67801	5.34643	0.971089

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.634167 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.965833 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.840833 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.510153 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.205833 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = Σlo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 = 1.941210 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	1.61781	1.916087	1.220	0.980	-1.620	0.855	-1.496

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	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

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	1.63876	1.941210	1.206	0.966	-1.634	0.841	-1.510

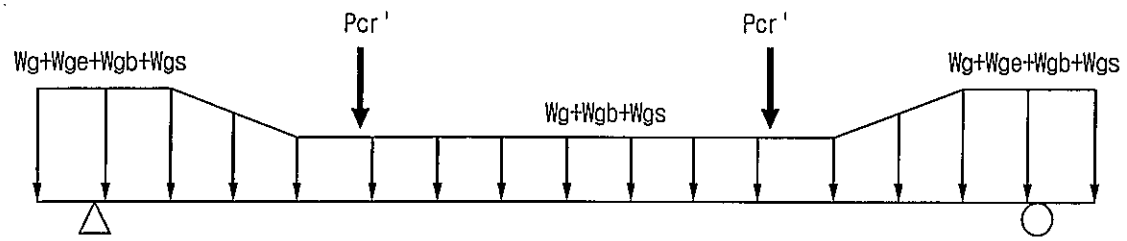
6. 설 계 하 중

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 × 2.439 × 25000 = 14634 N/m

(2) G2~G5 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(3) G6 거더 : 0.240 × 2.536 × 25000 = 15216 N/m

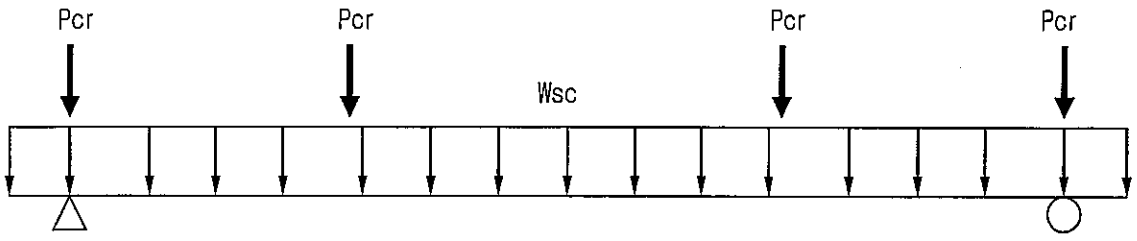
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

(2) G2~G5 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.75 × 25000 = 46063 N

(3) G6 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

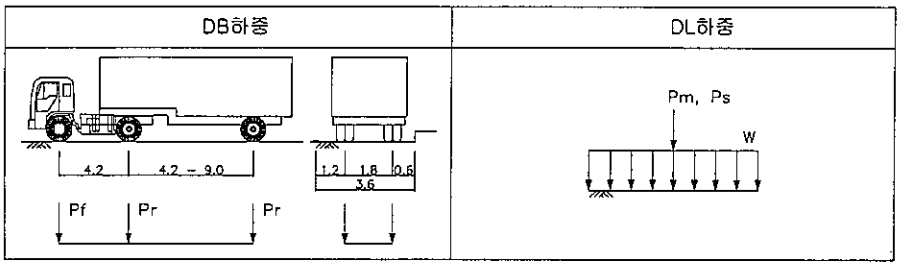
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 5 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.980305	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026649	0.003911
요소 중심간격(V)	2.750	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 7.988m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 21609.055

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.839$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 124.590

(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× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

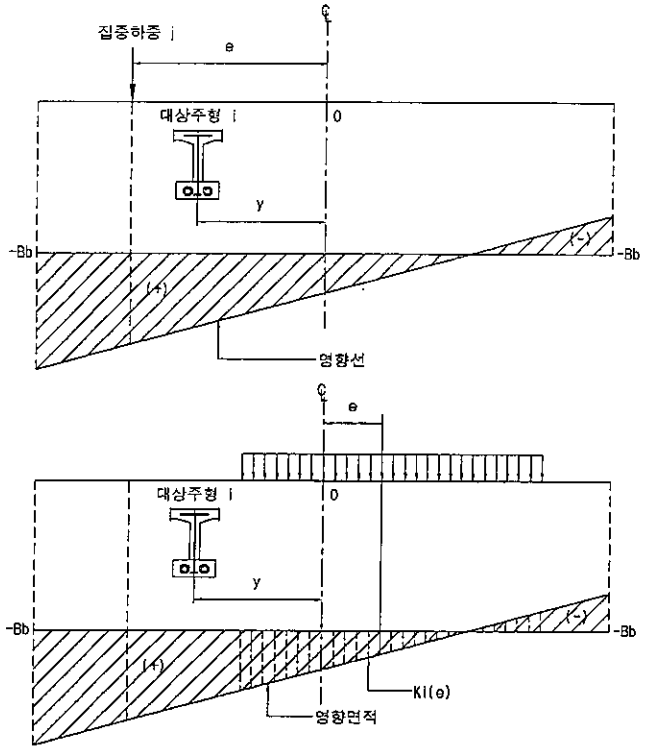
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
	위치(m)	6.923	4.173	1.423	-1.328	-4.078	-6.828	(Σ)
-1.00×Bb	-7.988	-0.015	-0.037	-0.034	0.045	0.286	0.756	1.000
-0.75×Bb	-5.991	-0.020	-0.006	0.036	0.139	0.323	0.529	1.000
-0.50×Bb	-3.994	-0.021	0.033	0.115	0.234	0.332	0.307	1.000
-0.25×Bb	-1.997	-0.007	0.089	0.205	0.306	0.265	0.142	1.000
0.00×Bb	0.000	0.039	0.167	0.287	0.290	0.172	0.044	1.000
0.25×Bb	1.997	0.137	0.260	0.306	0.208	0.092	-0.004	1.000
0.50×Bb	3.994	0.302	0.330	0.236	0.117	0.035	-0.019	1.000
0.75×Bb	5.991	0.523	0.324	0.141	0.037	-0.005	-0.020	1.000
1.00×Bb	7.988	0.748	0.287	0.048	-0.032	-0.036	-0.016	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 6.923	G2 4.173	G3 1.423	G4 -1.328	G5 -4.078	G6 -6.828	합계 (∑)
방호벽(우)	-7.802	-0.016	-0.034	-0.028	0.053	0.289	0.735	1.000
콘크리트포장	0.225	2.601	2.666	2.702	2.677	2.555	2.323	15.525

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 6.923	G2 4.173	G3 1.423	G4 -1.328	G5 -4.078	G6 -6.828	합계 (Σ)
DB1	6.488	1.159	0.628	0.235	0.041	-0.025	-0.037	2.000
DB2	3.488	0.521	0.621	0.510	0.281	0.098	-0.031	2.000
DB3	0.488	0.127	0.381	0.584	0.537	0.305	0.066	2.000
DB4	-2.512	-0.020	0.149	0.363	0.571	0.567	0.371	2.000
DB5	-5.512	-0.041	0.007	0.110	0.324	0.653	0.949	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 6.923	G2 4.173	G3 1.423	G4 -1.328	G5 -4.078	G6 -6.828	합계 (Σ)
DL1	6.488	0.581	0.315	0.117	0.019	-0.013	-0.019	1.000
DL2	3.488	0.254	0.318	0.259	0.140	0.047	-0.017	1.000
DL3	0.488	0.058	0.190	0.301	0.273	0.150	0.028	1.000
DL4	-2.512	-0.013	0.072	0.181	0.293	0.288	0.179	1.000
DL5	-5.512	-0.021	0.002	0.054	0.162	0.331	0.473	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DB1	1.159	0.628	0.235	0.041	-0.025	-0.037	2.000
DB2	0.521	0.621	0.510	0.281	0.098	-0.031	2.000
DB3	0.127	0.381	0.584	0.537	0.305	0.066	2.000
DB4	-0.020	0.149	0.363	0.571	0.567	0.371	2.000
DB5	-0.041	0.007	0.110	0.324	0.653	0.949	2.000
DB12	1.679	1.248	0.745	0.322	0.073	-0.068	4.000
DB13	1.286	1.009	0.819	0.578	0.280	0.029	4.000
DB14	1.139	0.777	0.598	0.612	0.542	0.333	4.000
DB15	1.117	0.635	0.345	0.364	0.628	0.912	4.000
DB23	0.648	1.002	1.094	0.818	0.403	0.035	4.000
DB24	0.501	0.769	0.872	0.852	0.665	0.340	4.000
DB25	0.479	0.627	0.619	0.605	0.751	0.918	4.000
DB34	0.107	0.530	0.947	1.108	0.871	0.436	4.000
DB35	0.086	0.388	0.694	0.861	0.957	1.015	4.000
DB45	-0.061	0.155	0.472	0.895	1.219	1.320	4.000
DB123	1.626	1.467	1.196	0.773	0.340	-0.002	5.400
DB124	1.494	1.258	0.997	0.804	0.576	0.273	5.400
DB125	1.474	1.130	0.769	0.581	0.653	0.793	5.400
DB134	1.139	1.042	1.064	1.034	0.762	0.359	5.400
DB135	1.120	0.914	0.836	0.811	0.839	0.880	5.400
DB145	0.988	0.705	0.637	0.842	1.075	1.154	5.400
DB234	0.565	1.035	1.311	1.250	0.873	0.365	5.400
DB235	0.546	0.907	1.083	1.028	0.950	0.886	5.400
DB245	0.414	0.698	0.883	1.058	1.186	1.160	5.400
DB345	0.059	0.483	0.951	1.289	1.372	1.247	5.400
DB1234	1.340	1.334	1.269	1.072	0.709	0.277	6.000
DB1235	1.324	1.227	1.079	0.887	0.773	0.710	6.000
DB1245	1.214	1.053	0.913	0.912	0.969	0.939	6.000
DB1345	0.919	0.873	0.969	1.104	1.124	1.011	6.000
DB2345	0.440	0.868	1.174	1.285	1.217	1.016	6.000
DB12345	1.309	1.339	1.351	1.315	1.198	0.988	7.500

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DL1	0.581	0.315	0.117	0.019	-0.013	-0.019	1.000
DL2	0.254	0.318	0.259	0.140	0.047	-0.017	1.000
DL3	0.058	0.190	0.301	0.273	0.150	0.028	1.000
DL4	-0.013	0.072	0.181	0.293	0.288	0.179	1.000
DL5	-0.021	0.002	0.054	0.162	0.331	0.473	1.000
DL12	0.835	0.633	0.375	0.159	0.034	-0.036	2.000
DL13	0.639	0.505	0.417	0.293	0.137	0.009	2.000
DL14	0.568	0.387	0.298	0.312	0.274	0.160	2.000
DL15	0.560	0.317	0.170	0.181	0.318	0.454	2.000

DL23	0.312	0.508	0.559	0.413	0.198	0.011	2.000
DL24	0.241	0.390	0.440	0.432	0.335	0.161	2.000
DL25	0.232	0.320	0.312	0.301	0.378	0.456	2.000
DL34	0.045	0.262	0.482	0.566	0.438	0.207	2.000
DL35	0.037	0.192	0.354	0.435	0.481	0.501	2.000
DL45	-0.034	0.074	0.235	0.455	0.618	0.651	2.000
DL123	0.803	0.740	0.608	0.389	0.166	-0.007	2.700
DL124	0.740	0.635	0.501	0.407	0.289	0.128	2.700
DL125	0.732	0.572	0.386	0.289	0.328	0.393	2.700
DL134	0.564	0.519	0.539	0.527	0.382	0.169	2.700
DL135	0.556	0.456	0.424	0.409	0.421	0.434	2.700
DL145	0.492	0.351	0.317	0.427	0.545	0.569	2.700
DL234	0.269	0.522	0.666	0.635	0.437	0.171	2.700
DL235	0.261	0.459	0.552	0.517	0.476	0.435	2.700
DL245	0.198	0.353	0.444	0.535	0.599	0.571	2.700
DL345	0.022	0.238	0.482	0.655	0.692	0.611	2.700
DL1234	0.660	0.671	0.643	0.544	0.354	0.128	3.000
DL1235	0.653	0.619	0.547	0.446	0.386	0.349	3.000
DL1245	0.601	0.531	0.458	0.460	0.489	0.461	3.000
DL1345	0.454	0.434	0.489	0.561	0.567	0.495	3.000
DL2345	0.208	0.437	0.596	0.651	0.612	0.497	3.000
DL12345	0.644	0.673	0.683	0.665	0.602	0.483	3.750

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	4674.5	5514.7	4845.5	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	451.2	858.6	2193.5	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4705.9	3946.8	4509.5		
DL 활하중	5061.5	4212.6	4870.9		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	5061.5	4212.6	4870.9		
합 계	18402.7	18801.4	20125.4		

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	370.1	427.3	384.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	53.7	69.3	212.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	471.0	447.3	434.0		
DL 활하중	484.2	440.5	448.5		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	484.2	447.3	448.5		
합 계	1633.8	1669.8	1770.7		

8.3 반력종합

8.3.1 S2 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.815	480.769	480.769	480.769	480.769	414.036	
합성후	51.271	71.805	87.068	114.186	154.760	221.521	
ADD	1201.578	1303.066	1318.329	1345.448	1386.021	1386.050	
DB1	3.870	10.352	40.642	107.158	200.743	285.983	
DB2	16.834	48.092	99.751	158.691	177.424	148.836	
DB3	52.971	106.732	156.716	159.427	110.407	56.965	
DB4	143.373	174.225	159.473	103.010	50.114	17.599	
DB5	280.123	200.274	108.897	43.187	10.470	4.162	
DB12	20.149	55.721	140.072	265.660	378.080	434.750	
DB13	46.951	112.653	196.046	266.058	310.913	342.073	
DB14	136.905	180.057	198.615	209.065	249.612	297.319	
DB15	273.279	205.978	147.795	148.674	207.619	279.907	
DB23	62.987	153.560	255.741	317.868	287.686	205.227	
DB24	152.917	220.960	258.308	260.876	226.407	160.478	
DB25	289.298	246.905	207.511	200.467	184.414	143.064	
DB34	195.877	280.887	316.001	261.864	159.517	69.199	
DB35	332.250	306.806	265.179	201.451	117.521	51.784	
DB45	423.444	374.458	268.281	146.003	58.939	21.428	
DB123	51.284	143.531	265.569	382.046	439.371	441.293	
DB124	132.212	204.184	267.864	330.754	384.206	401.002	
DB125	254.975	227.524	222.148	276.384	346.420	385.340	
DB134	170.875	258.109	319.803	331.650	324.013	318.864	
DB135	293.613	281.443	274.062	277.278	286.225	303.202	
DB145	374.566	342.103	276.382	225.988	231.061	262.911	
DB234	185.305	294.942	373.520	378.260	303.115	195.705	
DB235	308.046	318.280	327.804	323.913	265.332	180.045	
DB245	388.997	378.938	330.101	272.621	210.167	139.754	
DB345	427.637	432.859	382.038	273.517	149.974	57.617	
DB1234	149.906	250.204	340.763	395.191	402.969	376.892	
DB1235	252.203	269.666	302.669	349.893	371.485	363.856	
DB1245	319.653	320.204	304.582	307.147	325.519	330.293	
DB1345	351.847	365.129	347.852	307.886	275.350	261.828	
DB2345	363.877	395.827	392.627	346.752	257.953	159.193	
DB12345	359.384	400.260	422.131	426.720	408.326	373.022	
DL1	4.759	13.225	44.929	110.353	198.452	294.009	
DL2	21.346	50.053	96.599	151.882	173.196	158.075	
DL3	59.983	105.136	147.616	150.449	108.410	64.225	
DL4	152.609	170.043	152.303	99.655	51.800	22.387	

DL5	288.595	197.604	111.392	47.274	13.370	5.132	
DL12	25.307	60.605	141.065	261.955	371.510	451.945	
DL13	54.519	113.432	190.776	260.036	306.490	357.028	
DL14	146.419	178.195	195.136	208.392	248.341	308.834	
DL15	282.061	205.643	153.964	155.329	207.463	288.328	
DL23	73.524	153.323	243.133	301.953	281.380	221.415	
DL24	165.430	218.093	247.530	250.309	223.224	173.176	
DL25	301.072	245.540	206.358	197.245	182.346	152.670	
DL34	211.824	275.024	299.615	249.213	158.628	80.239	
DL35	347.449	302.427	258.402	196.146	117.785	59.743	
DL45	441.124	367.581	263.516	146.647	63.345	26.980	
DL123	61.298	145.474	257.688	370.422	431.556	462.812	
DL124	143.982	203.755	261.610	323.907	379.204	419.395	
DL125	266.060	228.434	224.540	276.138	342.408	400.941	
DL134	185.737	254.994	308.486	322.969	321.074	335.767	
DL135	307.815	279.672	271.414	275.194	284.267	317.267	
DL145	390.498	337.954	275.338	228.685	231.927	273.895	
DL234	202.863	290.888	355.641	360.645	298.465	213.656	
DL235	324.943	315.570	318.577	312.914	261.676	195.208	
DL245	407.638	373.891	322.508	266.409	209.337	151.837	
DL345	449.380	425.086	369.369	265.423	151.188	68.157	
DL1234	164.950	248.647	328.713	382.756	397.320	397.695	
DL1235	266.674	269.211	297.819	342.949	366.642	382.277	
DL1245	335.601	317.778	301.122	304.200	323.021	346.127	
DL1345	370.372	360.478	340.153	303.406	274.605	276.436	
DL2345	384.664	390.409	379.452	334.837	255.768	174.702	
DL12345	380.572	396.646	411.839	417.062	404.348	394.325	
ENV	449.380	432.859	422.131	426.720	439.371	462.812	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1650.958	1735.925	1740.460	1772.167	1825.391	1848.862	

8.3.2 S2 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.815	480.769	480.769	480.769	480.769	414.036	
합성후	51.424	71.226	87.920	113.147	154.048	222.847	
ADD	1201.731	1302.486	1319.181	1344.408	1385.309	1387.375	
DB1	3.877	10.045	41.012	106.534	200.080	286.632	
DB2	16.777	47.664	100.145	158.166	177.370	149.304	
DB3	52.761	106.381	157.151	159.000	110.747	57.187	
DB4	142.922	174.260	160.005	102.622	50.546	17.660	
DB5	279.490	200.918	109.526	42.817	10.784	4.155	
DB12	20.105	54.987	140.831	264.514	377.358	435.863	
DB13	46.764	111.967	196.835	265.016	310.600	342.926	
DB14	136.486	179.748	199.495	208.068	249.407	298.003	
DB15	272.686	206.274	148.768	147.704	207.307	280.515	
DB23	62.729	152.759	256.561	316.920	287.982	205.906	
DB24	152.427	220.536	259.221	259.975	226.812	160.988	
DB25	288.633	247.086	208.517	199.592	184.712	143.499	
DB34	195.224	280.562	316.964	261.055	160.306	69.475	
DB35	331.424	307.087	266.235	200.668	118.203	51.985	
DB45	422.361	375.139	269.440	145.247	59.684	21.478	
DB123	51.072	142.509	266.625	380.640	439.050	442.471	
DB124	131.792	203.501	269.003	329.389	383.983	402.028	
DB125	254.398	227.387	223.371	275.044	346.100	386.298	
DB134	170.309	257.515	320.988	330.368	324.135	319.680	
DB135	292.890	281.394	275.331	276.020	286.251	303.949	
DB145	373.634	342.393	277.734	224.772	231.185	263.508	
DB234	184.675	294.245	374.733	377.064	303.786	196.364	
DB235	307.258	318.128	329.101	322.740	265.906	180.637	
DB245	388.001	379.124	331.481	271.490	210.838	140.194	
DB345	426.495	433.134	383.464	272.468	150.991	57.846	
DB1234	149.398	249.372	342.039	393.733	403.038	377.914	
DB1235	251.565	269.288	304.014	348.455	371.473	364.822	
DB1245	318.841	320.108	305.997	305.744	325.589	331.132	
DB1345	350.913	365.107	349.305	306.552	275.708	262.491	
DB2345	362.889	395.719	394.104	345.489	258.767	159.726	
DB12345	358.413	399.901	423.872	424.995	408.651	374.028	
DL1	4.776	12.833	45.426	109.494	197.330	295.388	
DL2	21.302	49.492	97.134	151.091	173.030	158.878	
DL3	59.717	104.670	148.239	149.820	108.857	64.512	
DL4	151.837	170.172	153.089	99.118	52.365	22.435	

DL5	287.241	198.691	112.253	46.776	13.772	5.114	
DL12	25.289	59.652	142.087	260.309	370.215	454.122	
DL13	54.315	112.529	191.873	258.561	305.828	358.670	
DL14	145.723	177.873	196.390	207.018	247.829	310.212	
DL15	280.792	206.277	155.289	154.003	206.801	289.623	
DL23	73.244	152.258	244.280	300.540	281.677	222.488	
DL24	164.657	217.609	248.834	248.996	223.671	173.986	
DL25	299.726	246.013	207.733	195.982	182.643	153.397	
DL34	210.801	274.674	301.017	248.055	159.671	80.551	
DL35	345.852	303.033	259.874	195.038	118.678	59.972	
DL45	439.002	368.801	265.161	145.618	64.311	27.004	
DL123	61.102	144.121	259.148	368.389	430.826	464.997	
DL124	143.342	202.926	263.212	321.964	378.609	421.342	
DL125	264.904	228.465	226.204	274.240	341.677	402.814	
DL134	184.871	254.285	310.176	321.166	321.016	337.266	
DL135	306.433	279.824	273.166	273.435	284.073	318.691	
DL145	388.673	338.628	277.232	227.017	231.867	275.083	
DL234	201.929	290.033	357.376	358.897	299.269	214.643	
DL235	323.493	315.576	320.374	311.211	262.345	196.121	
DL245	405.745	374.421	324.447	264.796	210.141	152.513	
DL345	447.261	425.736	371.396	263.950	152.528	68.384	
DL1234	164.217	247.607	330.514	380.665	397.159	399.533	
DL1235	265.512	268.888	299.673	340.895	366.368	384.053	
DL1245	334.070	317.891	303.094	302.221	322.859	347.706	
DL1345	368.653	360.691	342.198	301.543	274.891	277.641	
DL2345	382.887	390.501	381.535	333.021	256.773	175.481	
DL12345	378.842	396.410	414.278	414.611	404.521	396.119	
ENV	447.261	433.134	423.872	424.995	439.050	464.997	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1648.992	1735.620	1743.053	1769.404	1824.359	1852.372	

8.3.3 S2 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.815	480.769	480.769	480.769	480.769	414.036	
합성후	51.271	71.805	87.068	114.186	154.760	221.521	
ADD	1201.578	1303.066	1318.329	1345.448	1386.021	1386.050	
DB1	305.883	200.012	99.360	34.170	8.571	2.944	
DB2	164.732	183.066	152.573	92.023	41.823	14.921	
DB3	64.881	118.946	162.895	151.799	98.400	46.251	
DB4	19.557	56.660	110.639	164.340	167.373	128.876	
DB5	5.426	13.821	50.100	116.926	200.447	260.250	
DB12	470.403	382.921	251.539	125.511	44.678	16.704	
DB13	369.815	318.654	261.553	184.354	99.603	39.330	
DB14	319.896	255.539	208.812	196.734	168.519	121.583	
DB15	300.714	211.737	147.707	149.105	201.471	252.511	
DB23	228.990	301.888	315.214	243.060	138.891	54.057	
DB24	179.066	238.750	262.469	255.432	207.778	136.283	
DB25	159.890	194.973	201.370	207.831	240.756	267.218	
DB34	79.838	174.753	273.044	315.971	265.688	174.728	
DB35	60.661	130.975	211.944	268.366	298.643	305.658	
DB45	24.983	70.481	160.739	281.269	367.824	389.150	
DB123	480.550	451.428	372.476	248.091	126.157	42.820	
DB124	435.593	394.616	325.000	259.188	188.108	116.447	
DB125	418.321	355.212	270.030	216.339	217.765	234.291	
DB134	346.277	337.027	334.531	313.668	240.210	151.031	
DB135	329.021	297.601	279.540	270.819	269.887	268.878	
DB145	284.099	240.796	232.076	281.955	331.890	342.897	
DB234	219.532	321.930	382.813	366.513	275.556	164.280	
DB235	202.283	282.530	327.846	323.668	305.236	282.128	
DB245	157.356	225.702	280.379	334.800	367.234	356.123	
DB345	68.038	168.111	289.890	389.284	419.360	390.734	
DB1234	411.641	418.066	393.016	329.836	230.552	131.706	
DB1235	397.254	385.220	347.179	294.129	255.281	229.923	
DB1245	359.815	337.878	307.633	303.406	306.951	291.609	
DB1345	285.394	289.881	315.559	348.823	350.375	320.420	
DB2345	179.777	277.304	355.828	392.865	379.837	331.466	
DB12345	408.491	427.080	429.799	417.268	380.741	326.269	
DL1	314.015	198.049	103.948	39.517	10.897	3.550	
DL2	173.961	179.177	146.434	89.992	43.827	18.873	
DL3	72.423	116.648	153.788	143.081	97.044	52.910	
DL4	24.931	58.259	106.206	156.723	162.989	137.953	

DL5	6.652	16.702	53.063	118.000	197.468	268.496	
DL12	487.721	377.020	249.854	128.589	49.464	20.858	
DL13	385.189	314.289	256.767	180.466	100.564	46.181	
DL14	331.877	254.512	208.386	193.837	166.411	130.586	
DL15	309.586	212.000	154.725	154.929	200.768	260.708	
DL23	245.490	295.648	299.854	231.973	138.921	63.890	
DL24	192.178	235.870	251.473	245.345	204.767	148.295	
DL25	169.881	193.353	197.775	206.431	239.149	278.381	
DL34	91.574	173.522	259.159	299.524	259.890	190.211	
DL35	69.237	131.000	205.493	260.614	294.276	320.299	
DL45	31.583	74.963	159.275	274.736	360.509	406.507	
DL123	502.780	444.023	362.732	242.884	129.002	54.688	
DL124	454.465	390.177	319.032	254.460	187.490	127.439	
DL125	434.357	351.870	270.705	219.429	218.399	244.511	
DL134	363.876	334.037	325.944	303.236	237.069	165.128	
DL135	343.780	295.771	277.630	268.222	268.031	282.258	
DL145	295.831	241.997	234.079	280.246	327.300	358.235	
DL234	238.137	317.257	364.710	349.565	271.594	181.056	
DL235	218.040	278.991	316.394	314.545	302.544	298.139	
DL245	170.081	225.182	272.844	326.610	361.830	374.169	
DL345	79.555	169.094	279.801	375.359	411.409	411.854	
DL1234	433.016	412.589	381.174	319.345	229.003	145.847	
DL1235	416.262	380.704	340.900	290.178	254.786	243.423	
DL1245	376.333	335.905	304.645	300.219	304.182	306.762	
DL1345	300.845	289.128	310.409	340.852	345.488	338.158	
DL2345	196.065	275.133	342.706	379.477	374.287	351.469	
DL12345	430.626	423.384	419.970	407.529	376.930	346.414	
ENV	502.780	451.428	429.799	417.268	419.360	411.854	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1704.358	1754.494	1748.128	1762.715	1805.381	1797.903	

8.3.4 S2 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

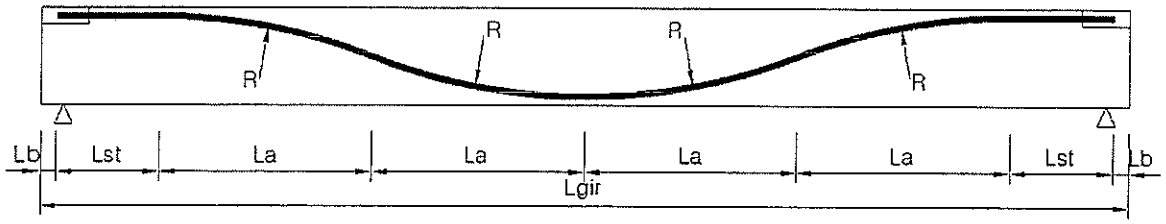
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	399.815	480.769	480.769	480.769	480.769	414.036	
합성후	51.424	71.226	87.920	113.147	154.048	222.847	
ADD	1201.731	1302.486	1319.181	1344.408	1385.309	1387.375	
DB1	305.224	200.763	100.005	33.798	8.860	2.937	
DB2	164.240	183.196	153.124	91.637	42.242	14.965	
DB3	64.632	118.640	163.343	151.382	98.778	46.437	
DB4	19.483	56.224	111.036	163.836	167.409	129.301	
DB5	5.429	13.487	50.470	116.319	199.893	260.873	
DB12	469.259	383.811	252.730	124.763	45.382	16.730	
DB13	368.928	319.094	262.635	183.586	100.294	39.485	
DB14	319.189	255.834	209.838	195.881	168.874	121.970	
DB15	300.090	212.119	148.699	148.153	201.244	253.087	
DB23	228.261	301.702	316.209	242.267	139.711	54.278	
DB24	178.518	238.418	263.406	254.555	208.263	136.735	
DB25	159.424	194.728	202.274	206.854	240.660	267.859	
DB34	79.520	173.997	273.884	315.053	266.110	175 330	
DB35	60.427	130.306	212.750	267.349	298.483	306.450	
DB45	24.912	69.711	161.507	280.157	367.306	390.197	
DB123	479.319	451.932	373.942	247.060	127.175	42.993	
DB124	434.525	394.989	326.414	258.082	188.825	116.828	
DB125	417.328	355.662	271.414	215.144	217.959	234.842	
DB134	345.417	337.017	335.858	312.526	240.870	151.546	
DB135	328.236	297.670	280.836	269.587	270.024	269.564	
DB145	283.476	240.734	233.321	280.648	331.725	343.791	
DB234	218.814	321.357	384.060	365.348	276.333	164.854	
DB235	201.641	282.035	329.064	322.414	305.490	282.872	
DB245	156.876	225.076	281.545	333.470	367.186	357.076	
DB345	67.765	167.102	290.969	387.917	419.255	391.822	
DB1234	410.564	418.147	394.531	328.602	231.434	132.162	
DB1235	396.240	385.366	348.669	292.820	255.727	230.521	
DB1245	358.936	337.916	309.080	302.034	307.145	292.381	
DB1345	284.688	289.600	316.933	347.421	350.521	321.304	
DB2345	179.189	276.553	357.136	391.444	380.081	332.399	
DB12345	407.425	426.888	431.582	415.583	381.219	327.179	
DL1	312.562	199.306	104.816	39.016	11.259	3.534	
DL2	173.085	179.458	147.244	89.462	44.376	18.905	
DL3	72.087	116.248	154.437	142.477	97.545	53.133	
DL4	24.868	57.686	106.749	155.958	162.966	138.652	

DL5	6.669	16.272	53.559	117.147	196.518	269.775	
DL12	485.400	378.569	251.524	127.577	50.375	20.856	
DL13	383.427	315.139	258.267	179.390	101.471	46.338	
DL14	330.410	255.160	209.773	192.607	166.806	131.207	
DL15	308.214	212.771	156.059	153.613	200.244	261.900	
DL23	244.294	295.512	301.306	230.850	140.009	64.114	
DL24	191.277	235.533	252.811	244.066	205.344	148.982	
DL25	169.075	193.139	199.061	205.068	238.806	279.639	
DL34	91.197	172.520	260.343	298.160	260.381	191.120	
DL35	68.956	130.122	206.625	259.165	293.848	321.779	
DL45	31.537	73.960	160.314	273.118	359.535	408.484	
DL123	500.414	445.033	364.808	241.444	130.331	54.843	
DL124	452.371	390.999	321.002	252.885	188.373	127.999	
DL125	432.349	352.802	272.629	217.778	218.455	245.585	
DL134	362.253	334.260	327.775	301.584	237.876	165.887	
DL135	342.243	296.104	279.415	266.494	268.010	283.531	
DL145	294.559	242.149	235.761	278.379	326.819	359.926	
DL234	237.023	316.594	366.499	347.871	272.564	181.874	
DL235	217.013	278.438	318.136	312.775	302.687	299.472	
DL245	169.319	224.448	274.483	324.700	361.513	375.919	
DL345	79.264	167.762	281.302	373.372	411.014	413.803	
DL1234	431.019	412.973	383.303	317.580	230.116	146.480	
DL1235	414.337	381.181	342.990	288.349	255.209	244.485	
DL1245	374.629	336.231	306.649	298.273	304.221	308.171	
DL1345	299.533	288.955	312.298	338.842	345.463	339.733	
DL2345	195.177	274.221	344.558	377.432	374.398	353.095	
DL12345	428.670	423.410	422.461	405.130	377.345	347.990	
ENV	500.414	451.932	431.582	415.583	419.255	413.803	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1702.145	1754.418	1750.763	1759.992	1804.564	1801.178	

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

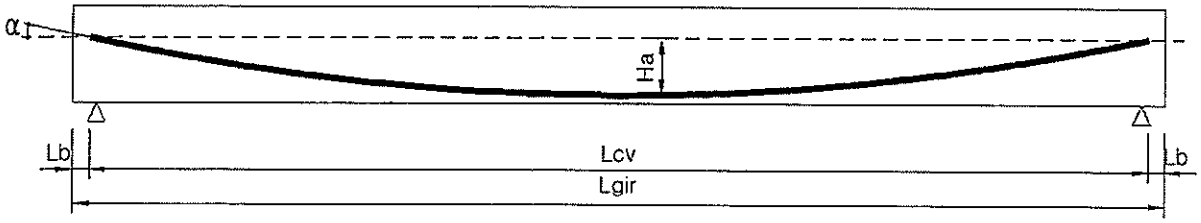
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 271767 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 240860 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)

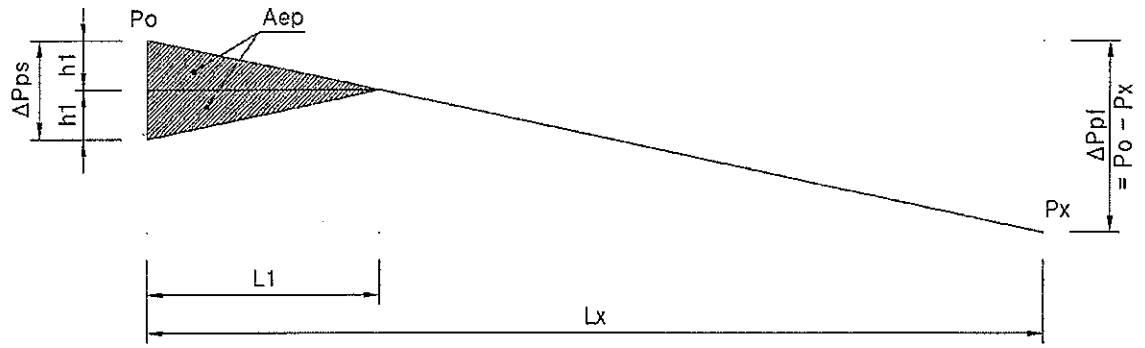
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	455169
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	427444
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	399414
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	371167

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	4903	1508400	17.541	171988	0
C2	24.565	4903	1508400	17.541	171988	0
T1	24.724	10992	1165080	10.295	226331	0
T2	24.636	18475	2663040	12.006	443625	0
T3	24.599	17376	2663040	12.380	430226	0
T4	24.576	16252	2663040	12.801	416081	0
T5	24.565	15109	2663040	13.276	401182	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	3150000	-455169	0	2694831	-1.002517	4
T3	3150000	-427444	0	2722556	-1.002517	1
T4	3150000	-399414	0	2750586	-1.002517	2
T5	3150000	-371167	0	2778833	-1.002517	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	5.816	17.567	-2.350	15.218	104.699	232.349
T4	5.875	11.692	-2.350	9.342	64.276	142.642
T5	5.936	5.756	-2.350	3.406	23.436	52.009
T2	5.756	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	23.383	35.016	-9.399	25.617	176.245	391.124

Δfpe의 평균치 : 44.061 MPa

ΔPpe의 평균치 : 97.781 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	-675000	120430	0	0	-554570	1.34748	-747274
C2	-675000	120430	0	0	-554570	1.34748	-747274
PS강봉 소계(압축)					-1109140	1.34748	-1494547
T1	1350000	-271767	0	0	1078233	-1.01252	-1091729
T2	3150000	-455169	0	35875	2730706	-1.00252	-2737578
T3	3150000	-427444	0	-232349	2490207	-1.00252	-2496474
T4	3150000	-399414	0	-142642	2607945	-1.00252	-2614508
T5	3150000	-371167	0	-52009	2726825	-1.00252	-2733687
PS강연선 소계(인장)					11633916	-1.00383	-11673976

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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11634	-1.004	-11673.98	
합성전 고정하중		bl			4674.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			451.17	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			5061.50	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10525 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11634}{0.0098477} = -1181.384 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4674.50}{0.96846} \cdot y$$

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			7.293	-5.256	43.311	-30.153	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{451.17}{1.91609} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
fal	MPa	0.259	0.208	0.231	-0.381	1.303	-2.281	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{5061.5 + 0}{1.91609} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
fll	MPa	2.900	2.330	2.588	-4.280	14.620	-25.586	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6178} + n \cdot \frac{536.3}{1.9161} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
fsh	MPa	0.108	0.047	0.053	-0.675	0.115	4.145	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.08 - 7 \times 5.01 = 157.945$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.50 + -9.41 = 16.08$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.66 + -0.35 = -5.01$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \quad -1.004 = 25.495 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4675}{0.96846} \quad -0.965 = -4.658 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{451}{1.91609} \quad -1.496 = -0.352 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -157.945 \times 0.0098 = -1555.393$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1555.393}{1.6178} + n \cdot \frac{2327.009}{1.9161} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
fcr	MPa	0.468	0.206	0.229	-2.929	0.497	17.987	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 441.19\ + 43.31\ + 1.30\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.574\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.574 \times 0.0025 = -36.639\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.639}{1.6178} + n \cdot \frac{-31.322}{1.9161} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.012	

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	279.912	0.000	36.400	157.945	5.689
T2	0.002219	205.105	16.166	36.400	157.945	9.309
T3	0.002219	192.612	-104.699	36.400	157.945	22.270
T4	0.002219	179.981	-64.276	36.400	157.945	19.112
T5	0.002219	167.2525	-23.436	36.400	157.945	15.919
Σ	0.009848	1024.862	-176.245	182.000	789.724	72.298
avg	0.001970	204.972	-35.249	36.400	157.945	14.460

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.460 \times 0.0098 = -142.39\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-142.39}{1.6178} + n \cdot \frac{213.03}{1.9161} \cdot y$$

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	1.220	0.980	0.980	-1.620	0.855	-1.496	
frgs	MPa	0.043	0.019	0.021	-0.268	0.046	1.647	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2528755200 = 425.499$

$B = 1 + m = 1 + 425.499 = 426.499$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 425.499 \times 0.12 = -49.549$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 425.499 \times 0.005 + 425.499 \times 0.014$

$= 11.340$

$P = (1383.68 + 1139.12069) / 2 \times (138.7 \times 71)$

$= 12421892$ 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)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1516252.791$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -180407.592$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 111614.427$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 12966.894$ 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

$= 2.805$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.951$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.246$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.389$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.192$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.232$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.386$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.102$ 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	2.805	2.951	-5.246	1.389	-4.812	1.231	
fsh2	MPa	-0.192	-0.232	0.386	-0.102	0.354	-0.090	
f2	MPa	2.613	2.719	-4.860	1.287	-4.458	1.141	

(+):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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11634	-1.004	-11673.98	
합성전 고정하중		bl			5514.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			858.62	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4212.60	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10525 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11634}{0.0098477} = -1181.384 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5514.70}{0.96846} \cdot y$$

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			8.604	-6.201	51.096	-35.573	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{858.62}{1.99444} \cdot y$$

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	0.456	0.363	0.403	-0.716	2.260	-4.292	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4212.6 + 0}{1.99444} \cdot y$$

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	2.236	1.779	1.977	-3.515	11.090	-21.057	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{536.3}{1.9944} \cdot y$$

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	0.093	0.035	0.039	-0.660	0.035	4.058	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.08 - 7 \times 6.14 = 150.042$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25 + -9.41 = 16.08$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.49 + -0.64 = -6.14$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \quad -1.004 = 25.495 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5515}{0.96846} \quad -0.965 = -5.495 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{859}{1.99444} \quad -1.496 = -0.644 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -150.042 \times 0.0098 = -1477.569$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1477.569}{1.6850} + n \cdot \frac{2210.577}{1.9944} \cdot y$$

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	0.384	0.145	0.161	-2.721	0.143	16.727	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$

$= (\ 441.19\ + 51.10\ + 2.26\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.836\ Mpa$

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.836 \times 0.0025 = -37.298\ kN$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.298}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.886}{1.9944} \cdot y$$

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	-0.037	-0.033	-0.037	0.004	-0.227	0.016	

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	279.912	0.000	36.400	150.042	6.084
T2	0.002219	205.105	16.166	36.400	150.042	9.704
T3	0.002219	192.612	-104.699	36.400	150.042	22.665
T4	0.002219	179.981	-64.276	36.400	150.042	19.507
T5	0.002219	167.252	-23.436	36.400	150.042	16.314
Σ	0.009848	1024.862	-176.245	182.000	750.210	74.274
avg	0.001970	204.972	-35.249	36.400	150.042	14.855

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.855 \times 0.0098 = -146.28\ kN$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-146.28}{1.6850} + n \cdot \frac{218.86}{1.9944} \cdot y$$

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	0.038	0.014	0.016	-0.269	0.014	1.656	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00262932 = 409.224$

$B = 1 + m = 1 + 409.224 = 410.224$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 409.224 \times 0.12 = -47.596\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 409.224 \times 0.005 + 409.224 \times 0.014$

$= 11.028$

$P = (1383.68 + 1147.91392) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12465189\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C\ ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1731668.992\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F\ ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -206910.377\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 113203.128\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13134.288\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 3.121$ MPa

$f_{c2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.202$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.993$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.588$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.186$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.227$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.391$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.103$ 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	3.121	3.202	-5.993	1.588	-5.497	1.407	
fsh2	MPa	-0.186	-0.227	0.391	-0.103	0.359	-0.092	
f2	MPa	2.935	2.975	-5.601	1.484	-5.138	1.315	

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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11634	-1.004	-11673.98	
합성전 고정하중		bl			4845.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2193.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4870.90	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10525 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11634}{0.0098477} = -1181.384 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4845.50}{0.96846} \cdot y$$

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			7.560	-5.448	44.895	-31.257	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2193.50}{1.94121} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fal	MPa	1.226	0.982	1.091	-1.847	6.151	-11.047	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4870.9 + 0}{1.94121} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fll	MPa	2.723	2.181	2.423	-4.100	13.659	-24.532	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6388} + n \cdot \frac{536.3}{1.9412} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.048	-0.670	0.088	4.117	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.08 - 7 \times 6.52 = 147.384$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.50 + -9.41 = 16.08$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.83 + -1.69 = -6.52$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10525}{1.011} + \frac{-13169}{0.87631} \quad -1.004 = 25.495 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4846}{0.96846} \quad -0.965 = -4.828 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2194}{1.94121} \quad -1.496 = -1.691 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -147.384 \times 0.0098 = -1451.397$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1451.397}{1.6388} + n \cdot \frac{2171.421}{1.9412} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fcr	MPa	0.417	0.175	0.195	-2.714	0.355	16.670	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$

$= (\ 441.19\ + 44.90\ + 6.15\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.767\ Mpa$

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.767 \times 0.0025 = -37.124\ kN$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.124}{1.6388} + n \cdot \frac{-31.737}{1.9412} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
frgb	MPa	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.013	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	279.912	0.000	36.400	147.384	6.217
T2	0.002219	205.105	16.166	36.400	147.384	9.837
T3	0.002219	192.612	-104.699	36.400	147.384	22.798
T4	0.002219	179.981	-64.276	36.400	147.384	19.640
T5	0.002219	167.252	-23.436	36.400	147.384	16.447
Σ	0.009848	1024.862	-176.245	182.000	736.922	74.938
avg	0.001970	204.972	-35.249	36.400	147.384	14.988

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.988 \times 0.0098 = -147.59\ kN$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-147.59}{1.6388} + n \cdot \frac{220.81}{1.9412} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
frgs	MPa	0.042	0.018	0.020	-0.276	0.036	1.695	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00262932 = 409.224$

$B = 1 + m = 1 + 409.224 = 410.224$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 409.224 \times 0.12 = -47.596\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.283 + 0.888 + 409.224 \times 0.005 + 409.224 \times 0.014$

$= 11.028$

$P = (1383.68 + 1150.87105) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12479749\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1574205.560\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -187332.256\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 113203.128\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13134.288\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.802$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.946$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.446$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.442$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.186$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.227$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.391$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.103$ 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	2.802	2.946	-5.446	1.442	-4.996	1.278	
fsh2	MPa	-0.186	-0.227	0.391	-0.103	0.359	-0.092	
f2	MPa	2.616	2.718	-5.055	1.339	-4.637	1.187	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.823

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			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	
계				2.088	16.784	441.185	-1181.384	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.293	-5.256	43.311	-30.153	
4	fal	0.259	0.208	0.231	-0.381	1.303	-2.281	
5	fll	2.900	2.330	2.588	-4.280	14.620	-25.586	
6	fsh	0.108	0.047	0.053	-0.675	0.115	4.145	
7	fcr	0.468	0.206	0.229	-2.929	0.497	17.987	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.039	0.004	-0.237	0.012	
9	frgs	0.043	0.019	0.021	-0.268	0.046	1.647	
10	f2	2.613	2.719	-4.860	1.287	-4.458	1.141	
계		6.352	5.494	7.604	4.285	496.382	-1214.472	
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)	-554.570	-554.570	1078.233	2730.706	2490.207	2607.945	±2726.825
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	±0.0022
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1230.491	1122.119	1175.173	±1228.742
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 : 0.830

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			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	
계				2.088	16.784	441.185	-1181.384	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.604	-6.201	51.096	-35.573	
4	fal	0.456	0.363	0.403	-0.716	2.260	-4.292	
5	fll	2.236	1.779	1.977	-3.515	11.090	-21.057	
6	fsh	0.093	0.035	0.039	-0.660	0.035	4.058	
7	fcr	0.384	0.145	0.161	-2.721	0.143	16.727	
8	frgb	-0.037	-0.033	-0.037	0.004	-0.227	0.016	
9	frgs	0.038	0.014	0.016	-0.269	0.014	1.656	
10	f2	2.935	2.975	-5.601	1.484	-5.138	1.315	
계		6.104	5.277	7.649	4.190	500.458	-1218.534	
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)	-554.570	-554.570	1078.233	2730.706	2490.207	2607.945	2726.825
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1230.491	1122.119	1175.173	1228.742
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 : 0.832

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			-11.717	27.354	441.185	-1181.384	
계				2.088	16.784	441.185	-1181.384	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.560	-5.448	44.895	-31.257	
4	fal	1.226	0.982	1.091	-1.847	6.151	-11.047	
5	fll	2.723	2.181	2.423	-4.100	13.659	-24.532	
6	fsh	0.103	0.043	0.048	-0.670	0.088	4.117	
7	fcr	0.417	0.175	0.195	-2.714	0.355	16.670	
8	frgb	-0.038	-0.035	-0.038	0.004	-0.236	0.013	
9	frgs	0.042	0.018	0.020	-0.276	0.036	1.695	
10	f2	2.616	2.718	-5.055	1.339	-4.637	1.187	
계		7.089	6.083	8.332	3.071	501.497	-1224.538	
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_{cr}	(kN)	-554.570	-554.570	1078.233	2730.706	2490.207	2607.945	2726.825
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1230.491	1122.119	1175.173	1228.742
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	4674.50	30891	0.9685	39.08
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9161	7.30
프리스트레스 도입직후	-13168.52	30891	0.8763	-121.67
프리스트레스 손실	2324.63	30891	1.9161	9.82
활하중	5061.50	30891	1.9161	21.39

(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	5514.70	30891	0.9685	46.10
합성후 고정하중	858.62	30891	1.9944	3.63
프리스트레스 도입직후	-13168.52	30891	0.8763	-121.67
프리스트레스 손실	2324.63	30891	1.9161	9.82
활하중	4212.60	30891	1.9161	17.80

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%)

$\Phi_1(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_O = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 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

$\therefore \Phi_1(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 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 + -121.67) = -37.75 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 + 39.08 + 7.30 + -111.84)

= 11.84 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 + -121.67) = -37.75 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 + 46.10 + 3.63 + -111.84)

= 15.64 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-45.76	-45.76	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-83.51	-83.51	
바닥판 타설 후	-44.44	-37.41	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-15.48	-8.32	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\Phi 1} + \delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	21.39	17.80	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 mm

(1) G1 거더

δv = 21.39 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G5 거더

δv = 17.80 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 28225746.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2750.0	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)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001318

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010 p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1842.4 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 287.5 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 287.5 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.090

qp (=0.09) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 58882.89 kN · m

Φ · Mn (=58882.889) > Mu (=28225.746) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -33284.390 kN · m

fpe = 22.519 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

1.2 · Mcr (=-33284.39) < Φ · Mn (=58882.889) ---------- 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	370.05	1.48
합성후	53.70	6.59
활하중	484.19	27.07

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2535.5 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) = 11744.5 kN·m

fpe = 22.519 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 68.69 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 × VI = 1591.88 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 273423.52 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 273423.52 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10380124 N = 10380.12 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10016231 / 1010953 = 9.908 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8907092 × 0.2675 = 2382216.31 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10380.1 kN

3) øVc = 0.80 × 10380.1 = 8304.1 kN

1/2 øVc = 4,152.049 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

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 = D16 × 2 EA = 397.2 mm^2 ---------- O.K

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	362.14	199.91
합성후	52.10	35.69
활하중	474.94	246.04

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2464.2 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 11744.5 kN · m

fpe = 22.519 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 835.27 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 = 1559.63 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 22757.00 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 22757.00 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = $(0.29 \times \sqrt{fck} + 0.3 \times fpc) \times bw \times d + V$ = 4381693.14 N = 4381.69 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10016231 / 1010953 = 9.908 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8907092 × 0.2675 = 2382216.31 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4381.7 kN

3) øVc = 0.80 × 4381.7 = 3505.4 kN

1/2 øVc = 1,752.677 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 = $0.0625 \times \sqrt{fck} \times bw \times s / fy$ = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > $0.35 \times bw \times s / fy$ = 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	231.12	2854.70
합성후	26.15	385.87
활하중	342.97	3228.00

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1596.3 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 11744.5 kN·m

fpe = 22.519 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 11152.94 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 = 1071.84 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1663.66 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 1663.66 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = $(0.29 \times \sqrt{fck} + 0.3 \times fpc) \times bw \times d + V$ = 4381693.14 N = 4381.69 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10016231 / 1010953 = 9.908 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8907092 × 0.2675 = 2382216.31 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1663.7 kN

3) øVc = 0.80 × 1663.7 = 1330.9 kN

1/2 øVc = 665.463 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=0mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = $0.0625 \times \sqrt{fck} \times bw \times s / fy$ = 105.409 mm^2

Avmin = 105.409 mm^2 > $0.35 \times bw \times s / fy$ = 93.333 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 212.625 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.074$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.55 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 797500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.074 \times 797500 = 59015$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 59015 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.054$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.193$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 957000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.193 \times 957000 = 184701$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 184701 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.168$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 1149.6 \times 1000 / (0.800 \times 2.272) = 0.632$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

$dp = 2.840 - 0.700 = 2.140$ m $\leq 0.8 \times 2.8 = 2.272$ m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 484.2 x 1000 /{ 0.800 x 2.272 } = 0.266 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 0.632 + 2.15 x 0.266

= 1.394 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(0.632 + 0.266 + 0.054)

= 1.238 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.054 + 0.168)

= 0.289 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 ㎜ 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

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

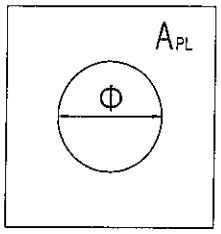
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

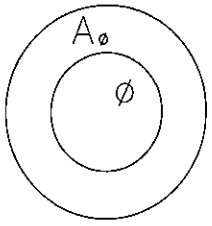
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m^2)$	$A\Phi(m^2)$	$\Phi(m)$	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	3,150,000	2,730,706	2,248,066
T3	3,150,000	2,490,207	2,050,074
T4	3,150,000	2,607,945	2,147,002
T5	3,150,000	2,726,825	2,244,871

* 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	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T3	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T4	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T5	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	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	2,730,706	0.107	25.5	33.9	O.K
T3	15.2/16연선	2,490,207	0.107	23.3	33.9	O.K
T4	15.2/16연선	2,607,945	0.107	24.4	33.9	O.K
T5	15.2/16연선	2,726,825	0.107	25.5	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) = 12600000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 12600000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 12600000 × sin 0.13771

= 2945337.2 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2945337.18 / (0.8 × 300.0) = 14726.7 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 × 2945337.180 = 58906.744 N

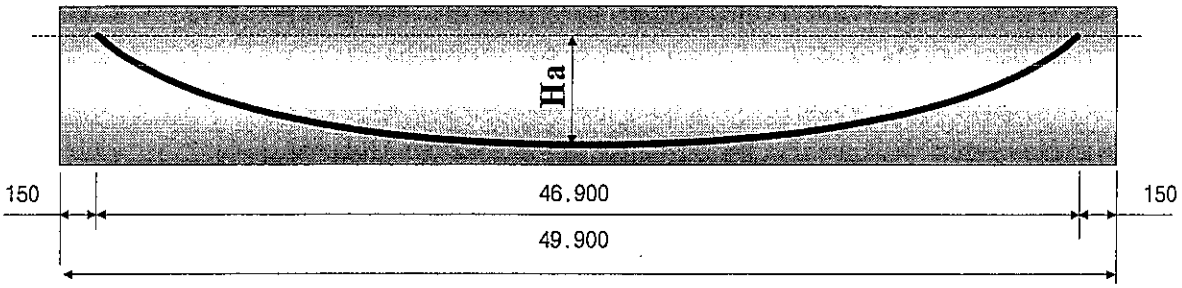
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 58906.744 / 180 = 327.260 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)

$\triangle L = (Po + Pnet) \times (Lps/2)/(Ap \times Ep)$

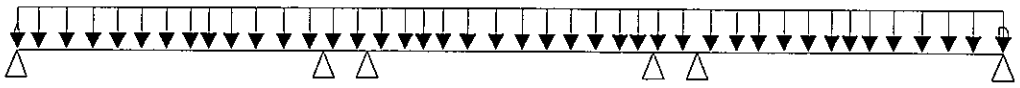
강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	5	-675.00	-554.57	49.130	-120.145
C2	5	-675.00	-554.57	49.130	-120.145
T1	5	1350.00	1078.23	49.449	309.180
T2	4	3150.00	2730.71	49.273	326.424
T3	1	3150.00	2490.21	49.199	312.602
T4	2	3150.00	2607.94	49.151	318.820
T5	3	3150.00	2726.82	49.131	325.267

4.7 3경간 연속부 검토

1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 홉수
2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간
본 계산에서는 2차 고정하중 및 활하중에 의해 발생하는 부모멘트에 대하여 설계한다.

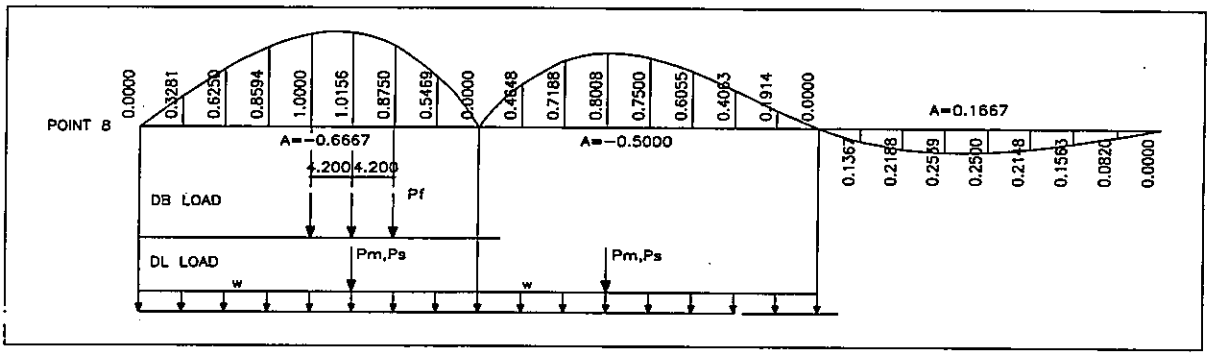
4.7.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (3 @ 50.000m = 150.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)
- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 50.000)$$
$$= 0.167 \leq 0.3$$

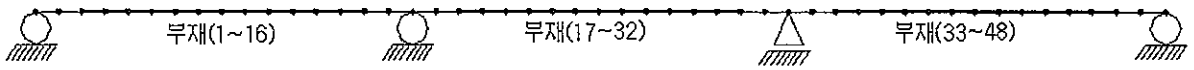
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.349	1	25.000	8.725	
중분대	0.000	0	25.000	0.000	
포 장	0.776	1	23.500	18.242	
방음판		0		0.000	
합 계				26.967	

$$\therefore Md = \Sigma A \times 0.1 \times \Sigma W \times L^2$$
$$= (0.667 + 0.500 - 0.167) \times 0.1 \times 26.967 \times 2500.000$$
$$= 6741.719 \quad kN \cdot m$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

1) 모델링



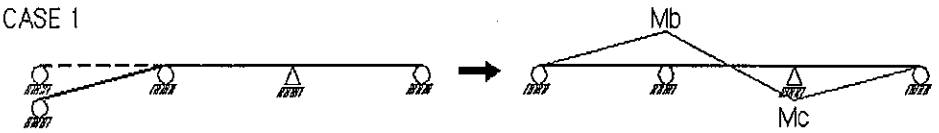
2) 단면성질

중앙부 합성단면	A(m^2)	I(m^4)
단면성질	1.6850	1.9944

3) 지점침하 하중(가정침하량 : 10mm)

지점침하 CASE　　CASE별 B.M.D

CASE 1



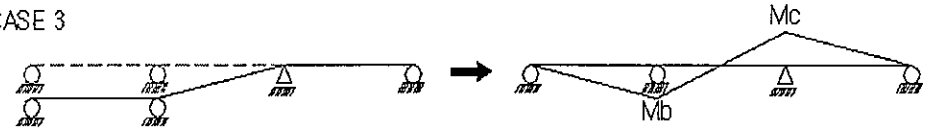
Mb = 316.820 kN · m
Mc = 79.210 kN · m

CASE 2



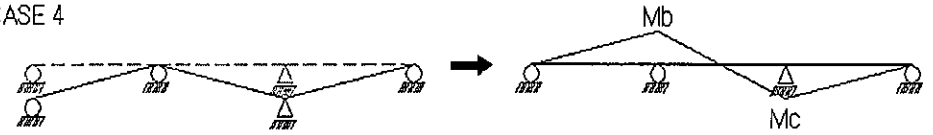
Mb = 712.850 kN · m
Mc = 475.230 kN · m

CASE 3



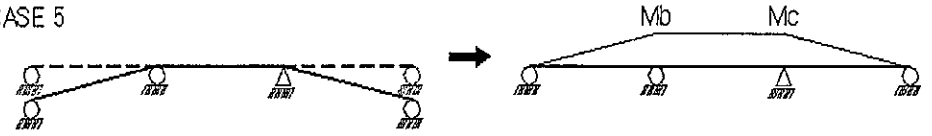
Mb = 396.030 kN · m
Mc = 396.030 kN · m

CASE 4



Mb = 792.050 kN · m
Mc = 792.050 kN · m

CASE 5



Mb = 237.620 kN · m
Mc = 237.620 kN · m

∴ Md_max = 792.050 × 6 ea = 4752.3 kN · m

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.167 × 4 차선 = 896.256 kN

② Pf = 48.0 × 1.167 × 4 차선 = 224.064 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(1.016 - 0.875) / 6.250 } × -2.05 = 0.829

Pr = 1.0156

Pr = 1.000 + {(1.016 - 1.000) / 6.250 } × -2.05 = 0.995

ML = { 896.256 × (1.0156 + 0.995)} × 0.1 × 50.000 +
(224.064 × 0.829) × 0.1 × 50.000

= 9938.153 kN · m

∴ 4 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 9938 × 0.750 = 7453.61 kN · m

2) DL 24

① W = 12.7 × 1.167 × 4 차선 = 59.267 kN

② Pm = 108 × 1.167 × 4 차선 = 504.000 kN

ML = { 59.267 × (0.667 + 0.500)} × 0.1 × 2500.000 +
{ 504.000 × (1.016 + 0.801)} × 0.1 × 50.000

= 21868.882 kN · m

∴ 4 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 21868.882 × 0.750 = 16401.66 kN · m

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (☞ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φs, $t' = 15$ 일, $t = \infty$일, RH = 70 %)

$\Phi s\,(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h}$

$= 1.46$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2\times(\text{교폭}\times\text{슬래브두께}))/(2\times(\text{교폭}+\text{슬래브두께})-\text{거더개수}\times\text{거더상부폭})$

$= \{ 2 \times 15975 \times 240 \} / \{ 2 \times 15975 + 240 - 6 \times 800 \} = 278$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\,RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 278 + 250$

$= 685$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.46 \times 2.84 \times 0.\cdot = 2.281$

$\therefore \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 2.281 \times 1$

$= 2.281$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} = 1.47$

여기서, h = (2 × Ac) / u

= (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더갯수)

= (× 1E+06 × 6) / (8056 × 6) = 259

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 259 + 250$

= 656 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.47 \times 2.425 \times 0.39 =$ 1.394

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$= 1.394 \times$ = 1.394

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)

= 278

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.000435 \times -1.01 =$ -0.000443

∴ $\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$= -0.000443 \times 1 =$ -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)

$= 259$

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	2.281	1.394	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2750 mm (5.4 바닥판 합성단면)

강선도심까지 거리 : 1004 mm (5.2 순단면)

거더상연까지 거리 : 936 mm (5.4 바닥판 합성단면)

슬래브중심까지 거리 : 936 + 240 / 2 = 1056 mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443

Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : 2750 × 240 = 660000 mm^2

$P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 7E+05 = 1211142 N

$M_c = P_c \times y_c$ = 1211142 × 1056 = 1278965952 N · mm = 1278.966 kN · m

M_c = 0.714 × 1278.966 = 913.547 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 × 1600 × 1185 = 1516800 N

w = (8 × P × e) / ℓ^2

= (8 × 5 × 1516800 × 1004) / 50000 ²

= 24.362 N/mm 24.362 kN/m

따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

∴ Mps = W × ℓ^2 / 10 = 6090.500 kN · m

★ 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\varphi})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 6090.500 kN · m

$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_1$ 2.281 - 1.394 = 0.887

$= (2585.6 - 6090.500) \times (1 - e^{-0.916}) = 2061.268$ kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	913.547	2061.268

(8) 부재력의 합계

$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8$ (단 $\sum Mu \geq 0.9M$) (도로교설계기준 2010 p.4-188)

여기서, $\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$w = R / a$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$\sum Mu$ = 1.3 × 6741.7 + 2.15 × 16401.7 = 44027.8 kN · m

= (1.3 × 6741.7 + 2.15 × 16401.7) - 6459.735 = 37568.1 kN · m

∴ Mu = 44027.8 / 15.975 = 2756.0 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 6741.7 + 1.3 × 16401.7 + 1.3 × 7727.1 = 40131.6 kN · m

= (1.3 × 6741.7 + 1.3 × 16401.7 + 1.3 × 7727.1) - 6459.735

= 33671.9 kN · m

∴ Mu = 40131.6 / 15.975 = 2512.2 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 2756.044 kN · m / m

4.7.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 2756044231.612 (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 -2756044231.612 = 0 에서

As(req) = 3505.375 (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) = 3505.375

② As(min) = 8200.500 ∴ As = 4673.83 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 4673.833

(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

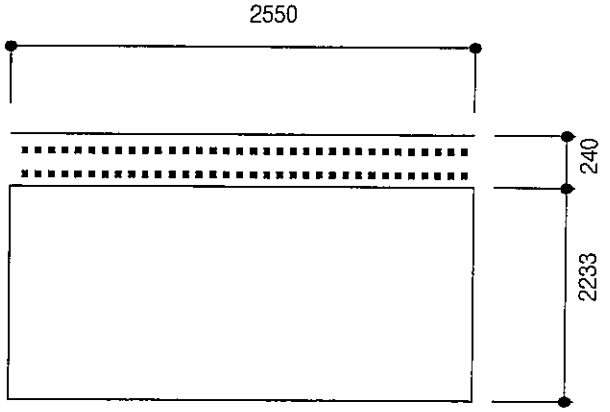
∑ = 6193.600 mm^2 O.K

(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 = 2756.044 kN · m O.K



4.7.3 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 = 0.005 > 0.0035 mm/mm^2 O.K

4.7.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 1448.72 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

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 106.523 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

= 616.777 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 591.422 mm

Sa는 작은 값인 591.422 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 591.422 mm) O.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa

Tmin = L/28 지간 = 2.55m

= 0.091

= 91.07mm < Tuse = 2473.00cm

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

M_L = 1,026.708 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 75.493 MPa < 150 MPa

O.K

S3

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

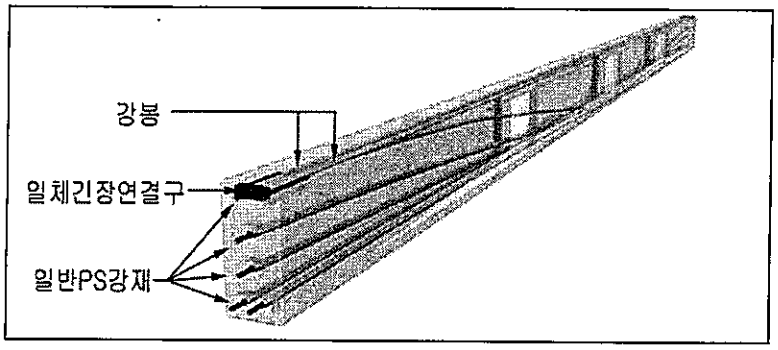
1. 설 계 개 요

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

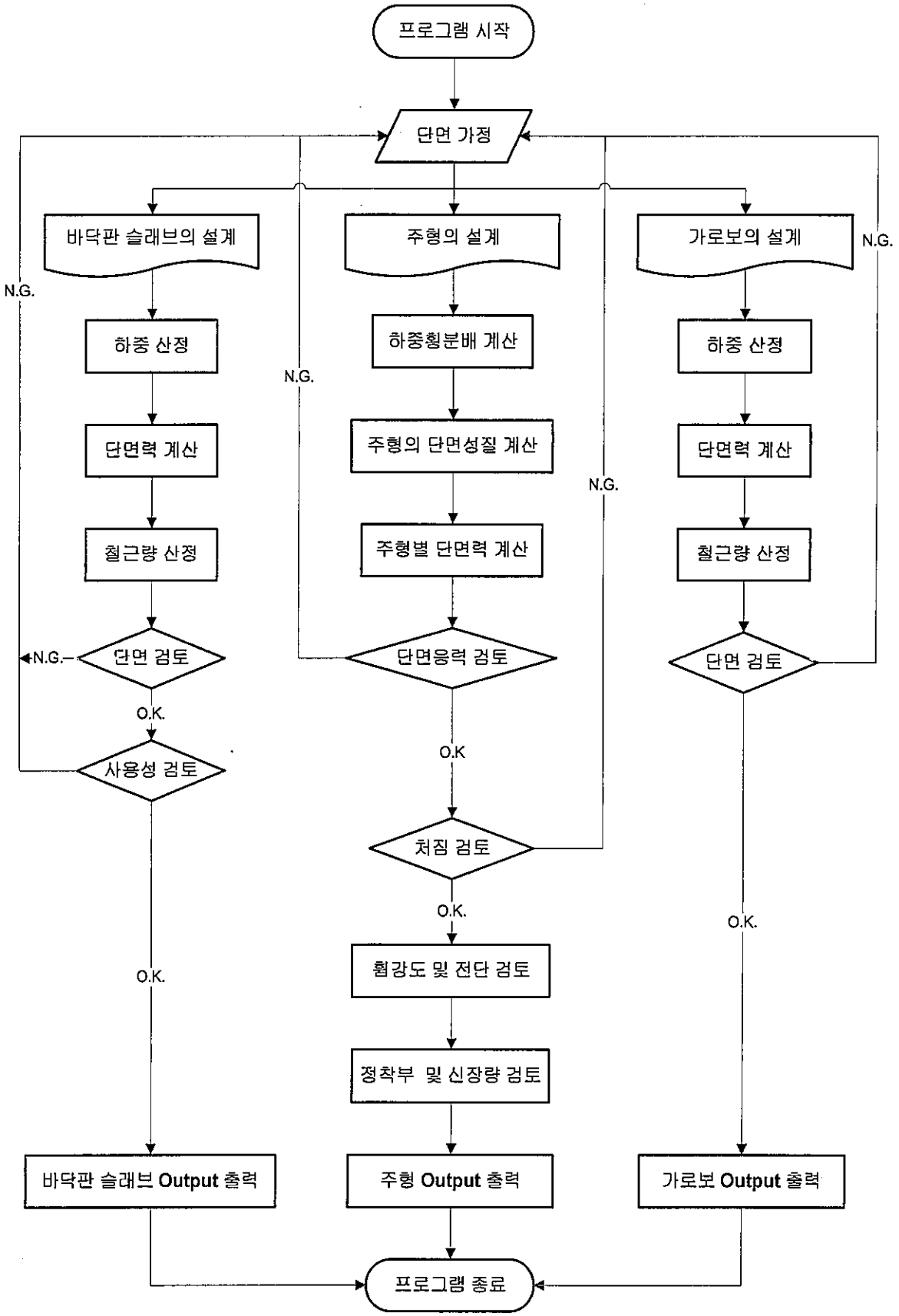
(2) 사용프로그램

- 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 : 병천천교 오창방향(S3)
- 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 : 14.207 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

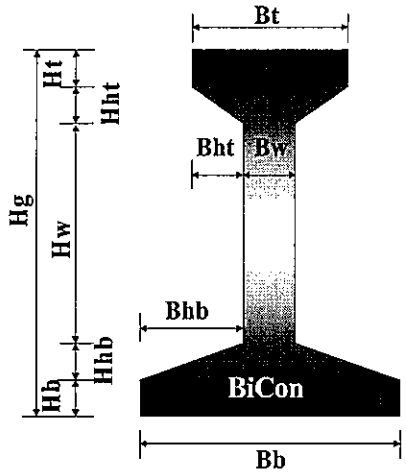
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

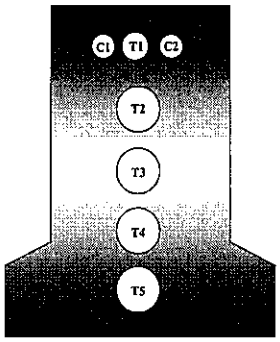
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 종간가로보수 : 1 EA

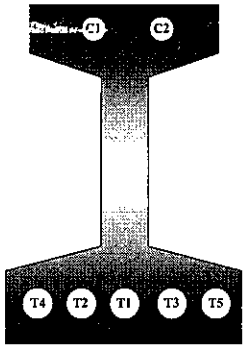
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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		-675kN	-675kN	1350kN	3060kN	3060kN	3060kN	3060kN
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.

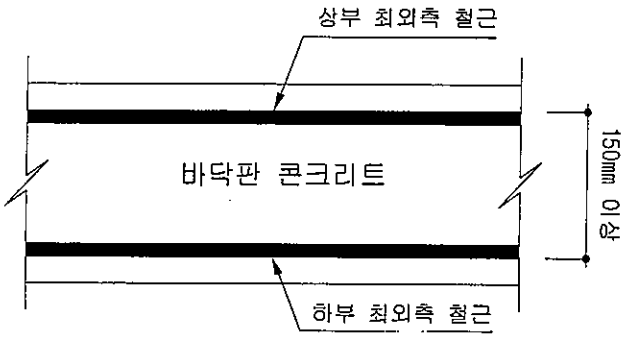
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.950 m / 0.240 m = 8.125 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.950 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27㎫ 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

1.165 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.368 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	강도설계법 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

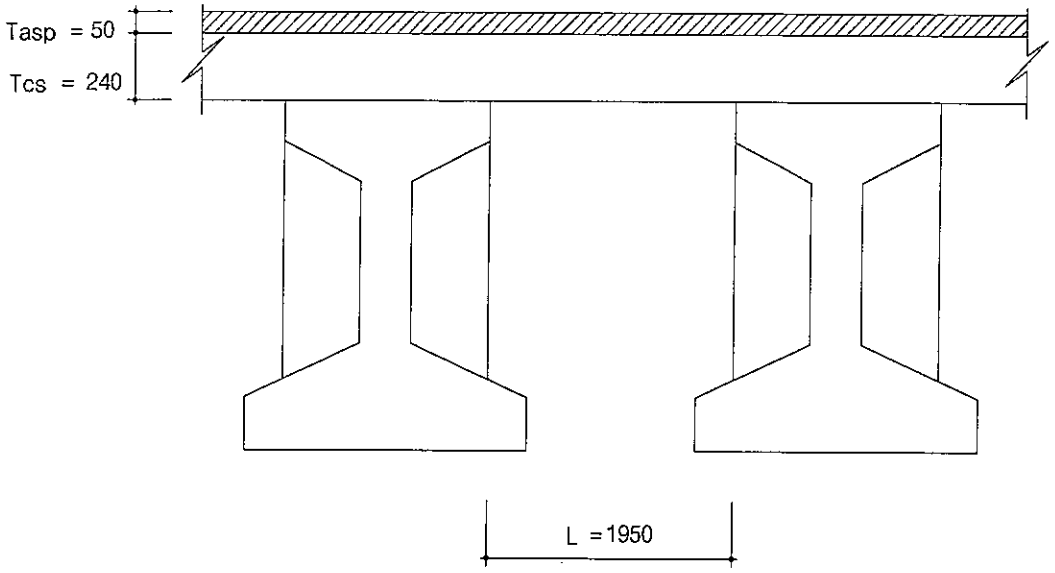
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 켄틸레버인접 중앙지간부 및 쇄기 중앙지간부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.950 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 188.50 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 =$ 2.728 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.358 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.95 + 0.6) · 96 / 9.6 = 33.150 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 26.520 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 60.564 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 29.248 kN · m

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 60564000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 60564000.0 = 0 에서

As(req) = 928.187 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0046

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 928.187

② As(min) = 700.000 ∴ As = 928.187 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1237.583

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ φf · Mn = 64.602 kN · m > Mu = 60.564 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.95 × 1000 / 28 = 69.643 mm

Tcan (240mm) > Tmin (69.643mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 29.248 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 160.264 MPa

Fsmax (=160.264MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 160.26) - 3 × 32.00 = 411.377 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 160.26) = 393.101 mm

Sa는 작은 값인 393.101 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 393.101 mm) ---------- O.K

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 26.520 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 145.32 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 = 621.885 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 621.885 mm^2

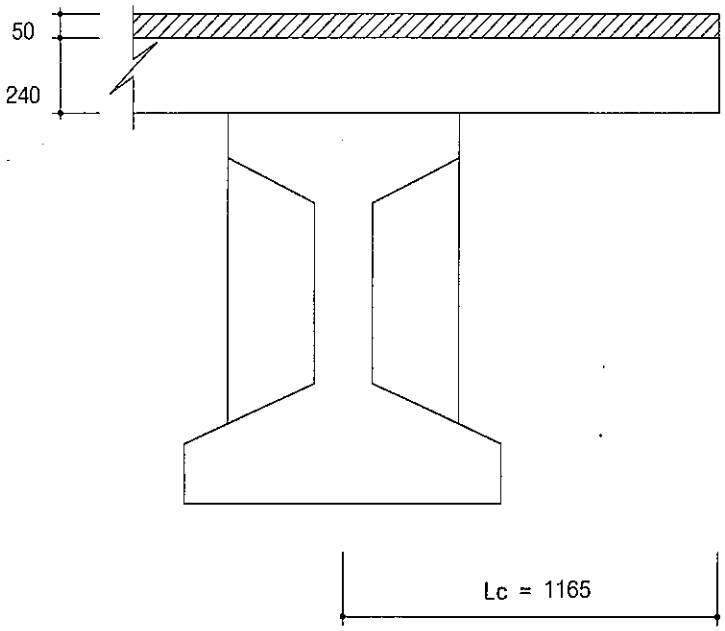
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 621.885 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3 일반 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.465 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L > 0.25 m

Tmin = 80 × L + 230 = 267.20 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 270.000 mm > Tmin = 267.200 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
바닥판	0.184	25.000	4.600	0.383	1.760
헌 치	0.000	25.000	0.000	0.010	0.000
포 장	0.038	23.500	0.899	0.383	0.344
합 계			5.499		2.104

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.512 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.371 > 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 / 1.512) · 0.465 · (1 + 0.300) = 38.381 kN · m

(3) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	2.104	
2	활하중	Ml	38.381	
극한 하중			85.254	1.3MD + 2.15ML(i)
사용 하중			40.485	1.0MD + 1.0ML(i)

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 85254000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0231

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 + 71400 As - 85254000.0 = 0 에서

As(req) = 1259.907 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0060

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1259.907

② As(min) = 735.000 ∴ As = 1259.907 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1679.876

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 108.294 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 108.294 kN · m > Mu = 85.254 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.765 × 1000 / 10 = 76.5 mm

Tcan (270mm) > Tmin (76.5mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 40.485 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00775

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.296

j = 1 - (k / 3) = 0.901

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 131.471 MPa

Fsmax (=131.471MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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

= ## × (## / 131.47) - 3 × 52.00 = 468.991 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 131.47) = 479.193 mm

Sa는 작은 값인 468.991 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 468.991 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 38.381 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 124.64 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 844.138 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 420.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 844.138 mm^2

H 19 @ 250 = 1146 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	2.104	
2	활하중	Ml	38.381	
3	충돌하중	Mco	0.000	
4	풍하중	Mw	0.000	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			167.773	
Case 2	1.30		1.30		2.735	
Case 3	1.30	2.60		0.65	102.526	
Case 4	1.30	2.60	1.30		102.526	
Case 5	1.20		1.20	1.20	2.525	
적 용					167.773	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 167773295.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (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 = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0115

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 + 71400 As - 167773295.2 = 0 에서

As(req) = 2638.713 (mm^2) .

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0126

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 2638.713

② As(min) = 735.000

③ 4/3×As = 3518.284

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2519.814

∴ As = 2638.713 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ----------0.K

4) 설계휨강도

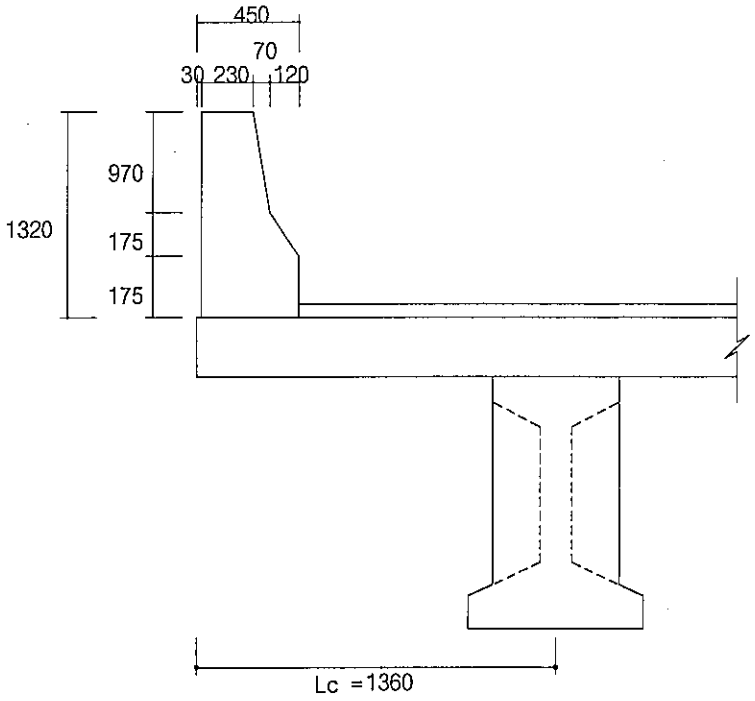
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 183.684 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 183.684 kN · m > Mu = 167.773 kN · m ----------0.K

4.4 캔틸레버 부

4.4.1 단면치수



4.4.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 238.800 mm ---------- O.K

4.4.3 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	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
포 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.308 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 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 / 1.308) · 0.210 ·(1 + 0.300) = 20.037 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 8.19° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.308) · 0.075 = 5.522 kN

Mcf = 5.522 × 1.800 = 9.94 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	9.940	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	69.712	40.524	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	54.611	43.494	
Case 4	52.681	40.524	
Case 5	52.511	43.494	
Case 6	83.014	63.857	
Case 7	44.481	37.068	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	83.014	
사 용 하 중	63.857	

4.4.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 83013706.4 (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 (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 83013706.4 = 0 에서

As(req) = 1459.574 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0081

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1459.574

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1459.574 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1946.099

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 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 = 83.014 kN · m ---------- O.K

4.4.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.96 × 1000 / 10 = 96 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 63.857 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01103

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.341

j = 1 - (k / 3) = 0.886

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 201.675 MPa

Fsmax (=201.675 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 / 201.68) - 2.5 × 52.00 = 260.480 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 201.68) = 312.384 mm

Sa는 작은 값인 260.480 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 260.48 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.037 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 63.281 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.4.6 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 = 977.915 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) = 977.915 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 977.915 mm^2 ---------- O.K

4.4.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			99.869	
Case 2	1.3		1.3		44.044	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		96.139	
Case 5	1.2		1.2	1.2	44.220	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : M_u = 99868898.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm), b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm), d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa, f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85, k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm, c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

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 - 99868898.2 = 0 에서

As(req) = 1786.337 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0099

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1786.337

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2381.783

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2919.148

∴ As = 2919.148 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

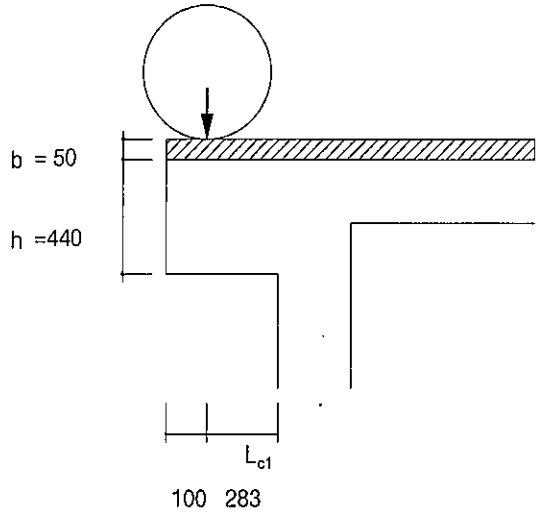
$\phi_f \cdot M_n$ = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi_f \cdot M_n$ = 153.813 kN · m > M_u = 99.869 kN · m ---------- O.K

4.5. 슬래브 단부 설계

4.5.1 단면치수



4.5.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.283 = 0.383 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.898 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.046 ≤ 0.300 ∴ i = 0.046

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.283 + 0.98 = 1.079 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 32.731 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 71.540 kN · m

4.5.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 71539690.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm , c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0356

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 + 84320 As - 71539690.0 = 0 에서

As(req) = 875.357 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0035

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 875.357

② As(min) = 868.000 ∴ As = 875.357 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1167.143

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

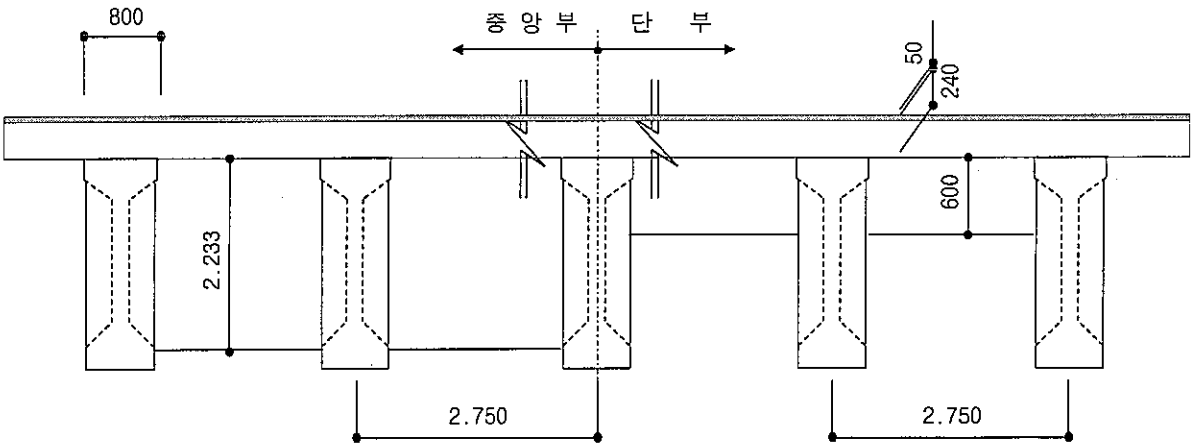
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 104.701 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ φf · Mn = 104.701 kN · m > Mu = 71.540 kN · m ---------- O.K

4.6 가로보의 설계



4.6.1 단부 가로보

1) 가로보제원

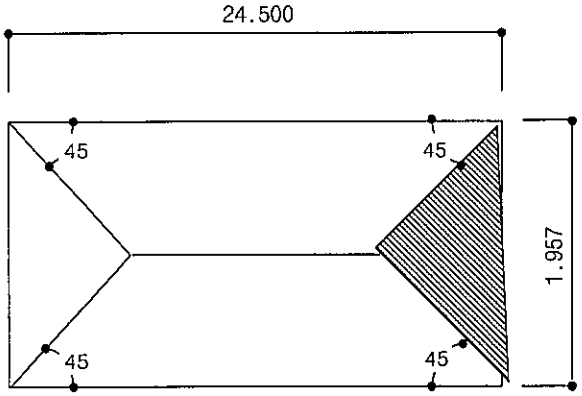
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

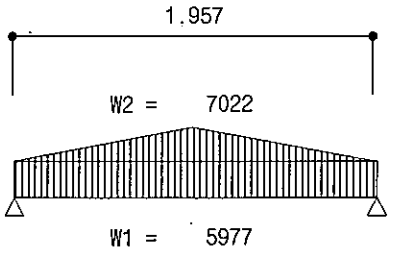
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 85.0 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (85.0) = 1.957 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (85.0) = 0.398 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (85.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 5977 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.979 × 2500 + 0.050 × 0.979 × 2350) × 10 = 7022 N/m

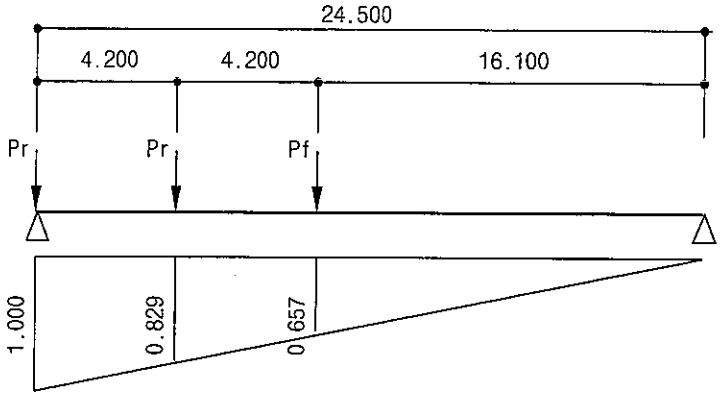
작용 단면력

Rad = 5977 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 7022 × 1/2) × 1/2 = 9286 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5977 \times 1.957^2}{8} + \frac{7022 \times 1.957^2}{12} = 5105 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



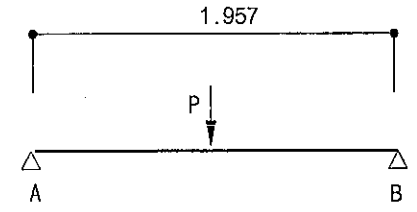
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 \quad < 0.3$$

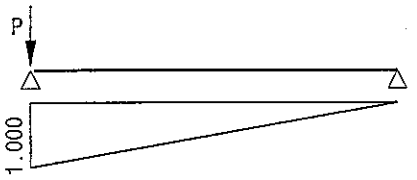
$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.829\ ) + 24.0 \times 0.657\ )\} \times 1.233 = 235.806\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{235.806 \times 1.957}{4}$$

$$= 115.395 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



RAl = 235.806 × 1.000 = 235.806 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.105	115.395
Vu	kN	9.286	235.806

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l$ = 1.300 × 5.105 + 2.150 × 115.395 = 254.736 kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l$ = 1.300 × 9.286 + 2.150 × 235.806 = 519.055 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

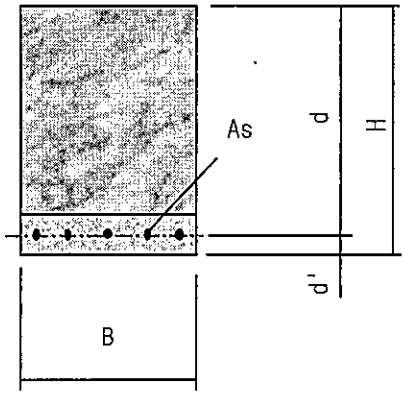
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 254.736 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

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.167\ As^2 + 196350\ As$

$= 254736000$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,335.2 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,780.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[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 = 254.736 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 0.770 = 2.542 < 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 = 519.055 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 = 519.055 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$Sv = 100\ mm < d/5 = 154\ mm$ or $300\ mm$ O.K

$Av = 397.2\ mm^2 > 0.0025 \cdot bo \cdot Sv = 100.0\ mm^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

$Sh = 100\ mm < d/5 = 154\ mm$ or $300\ mm$ O.K

$Ah = 397.2\ mm^2 > 0.0015 \cdot bo \cdot Sh = 60.0\ mm^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + In/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - In/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.542}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.542}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026\ kN$$

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 213.389 + 734.026 = 947.415\ kN > 853.555\ kN$

$\therefore \Phi \cdot Vn = 853.555 > Vu = 519.055\ kN$ O.K.

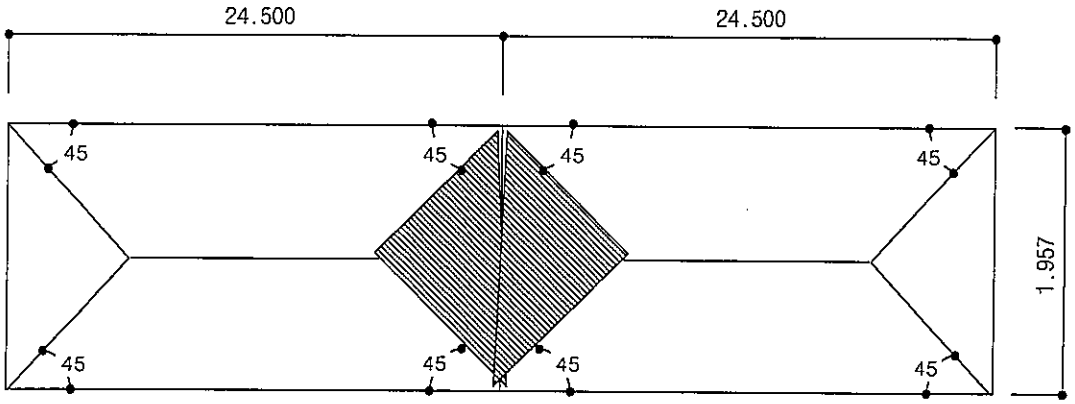
4.6.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.233	m	주 빔 간 격	:	2.750	m		
빔 폭 :	0.300	m	가로보 순지간	:	2.750	− 0.800	=	1.950 m
교량사각 :	85.0	°	가로보 사지간	:	1.950	÷ SIN (85.0)	=	1.957 m

2)작용하중

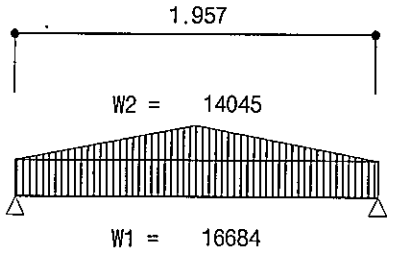
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (85.0) = 0.299 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (85.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 16684 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.957 × 2500 + 0.050 × 1.957 × 2350) × 10 = 14045 N/m



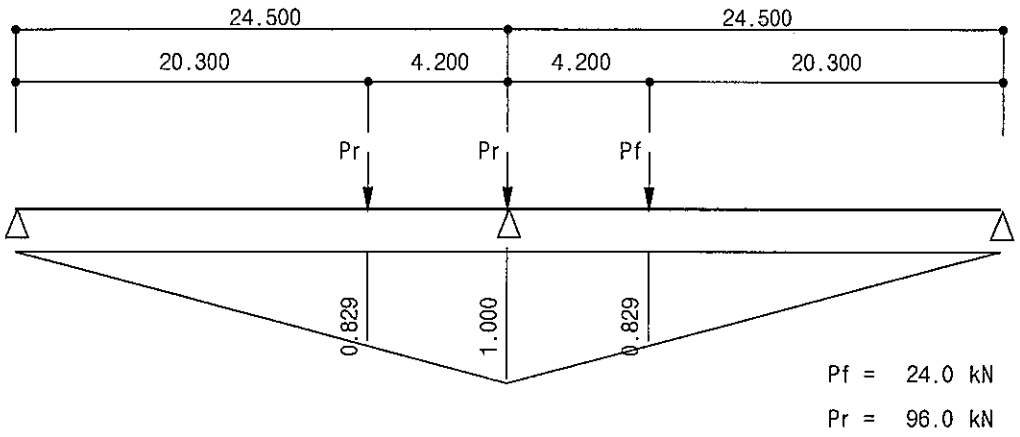
작용 단면력

Rad = 16684 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 14045 × 1/2) × 1/2 = 23202 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{16684 \times 1.957^2}{8} + \frac{14045 \times 1.957^2}{12} = 12475 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

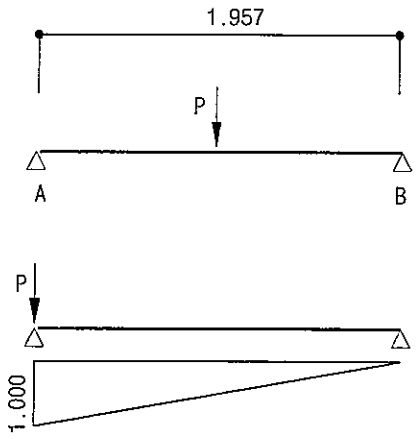
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 24.500} = 0.233 < 0.3$$

$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.829\ ) + 24.0 \times 0.829\ )\} \times 1.233 = 240.940\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{240.940 \times 1.957}{4}$$

$$= 117.907 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 240.940 \times 1.000 = 240.940 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

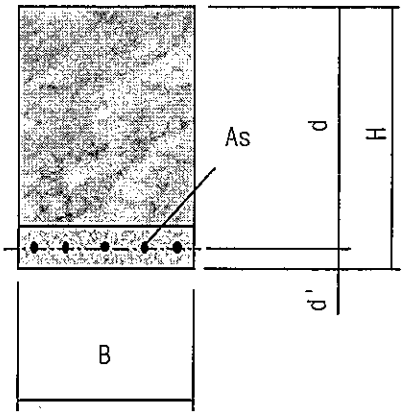
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	12.475	117.907
Vu	kN	23.202	240.940

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 12.475 + 2.150 \times 117.907 = 269.718 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 23.202 + 2.150 \times 240.940 = 548.184 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck =	27	MPa	fy =	300	MPa
Mu =	269.718	kN·m			
b =	300.0	mm	h =	2473.0	mm
d' =	70.0	mm	d =	2403.0	mm
Ø(Bending) =	0.85				

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 612765 As

= 269718000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.123)

필요철근량	Asreq	=	441.9 ㎟ 이상이어야 하며,
최소철근량	Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d	=	3,121.6 ㎟ 와
	Asmin = 1.4 / fy × b × d	=	3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,
	Asmin = Asreq × 4/3	=	589.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 269.718 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 2.403 = 0.815 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 548.184 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN < Su = 548.184 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm **O.K**

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm **O.K**

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 **O.K**

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.815}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.815}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > Vu = 548.184 kN **O.K.**

4.6.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

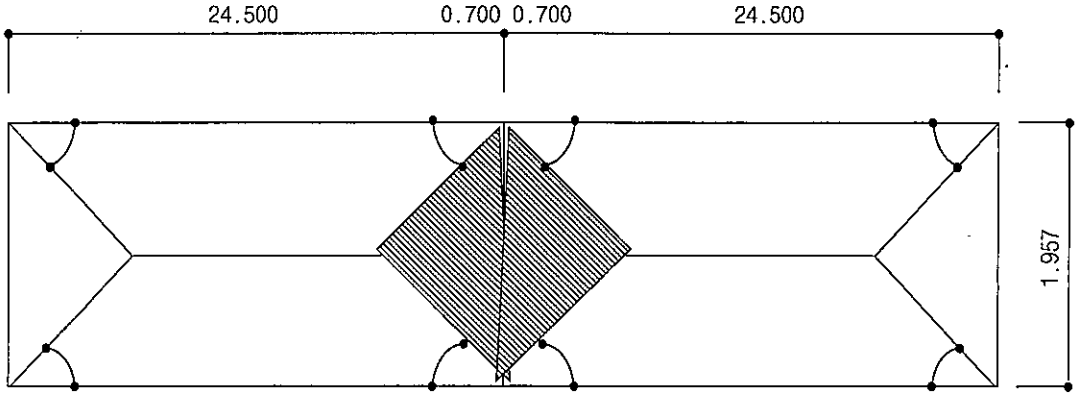
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 85.0 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN(85.0) = 1.957 m

2)작용하중

(1)고정하중

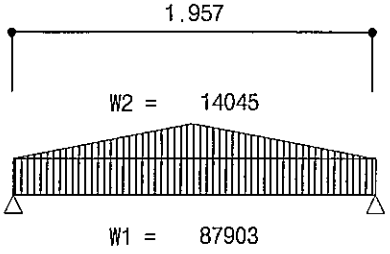


빔　　폭: 1.400 × SIN (85.0) = 1.395 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (85.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 77858 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.957 × 2500 + 0.050 × 1.957 × 2350) × 10 = 14045 N/m



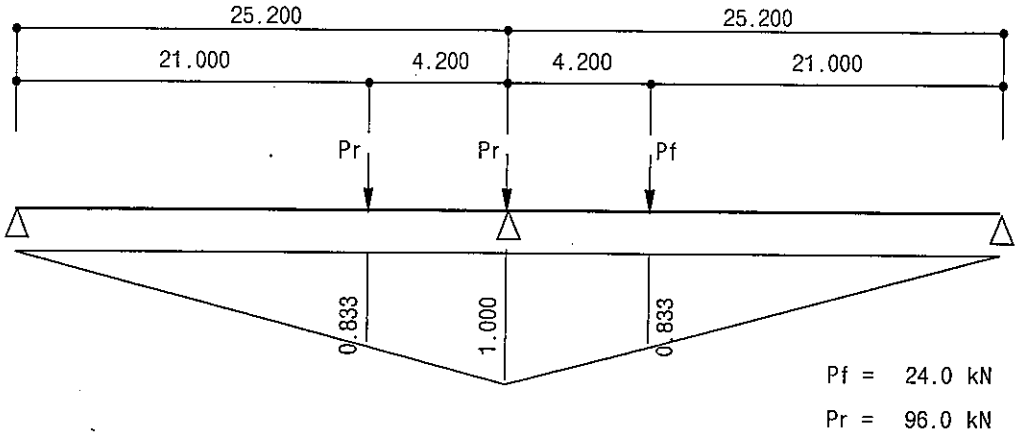
작용 단면력

Rad = 87903 × 1.957 × 1/2 + (1.957 × 14045 × 1/2) × 1/2 = 92906 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{87903 \times 1.957^2}{8} + \frac{14045 \times 1.957^2}{12} = 46586 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



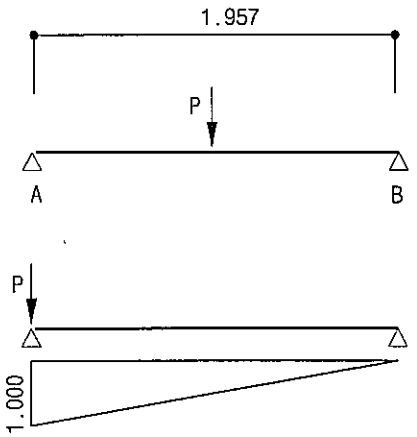
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 25.200}$ = 0.230 < 0.3

P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.833) + 24.0 × 0.833)} × 1.230 = 241.043 kN

작용 단면력



$$Ml = \frac{PL}{4} = \frac{241.043 \times 1.957}{4}$$

$$= 117.957 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 241.043 \times 1.000 = 241.043 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분 단 위		단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	46.586	117.957
Vu	kN	92.906	241.043

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 46.586 + 2.150 \times 117.957 = 314.169 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 92.906 + 2.150 \times 241.043 = 639.020 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 314.169 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]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-1.190\ As^2 + 612765\ As$

= 314169000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 513.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 14,567.4 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 15,699.6 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 684.3 ㎟ 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 = 314.169 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.957 ÷ 2.403 = 0.815 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 639.020 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 639.020 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)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.815}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.815}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

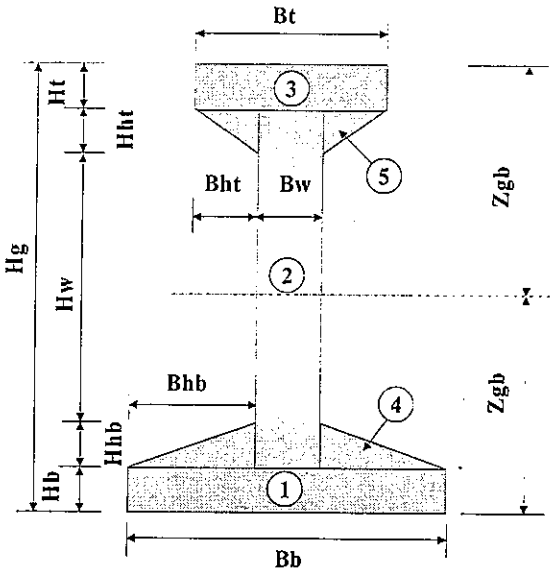
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 639.020 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

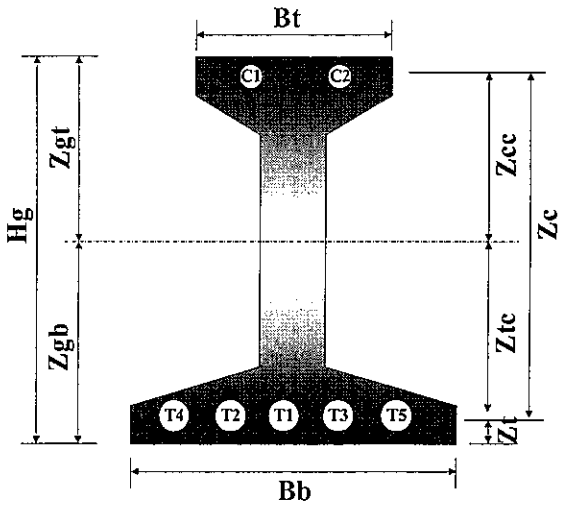


< 단위 : m >

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×z²	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×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	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

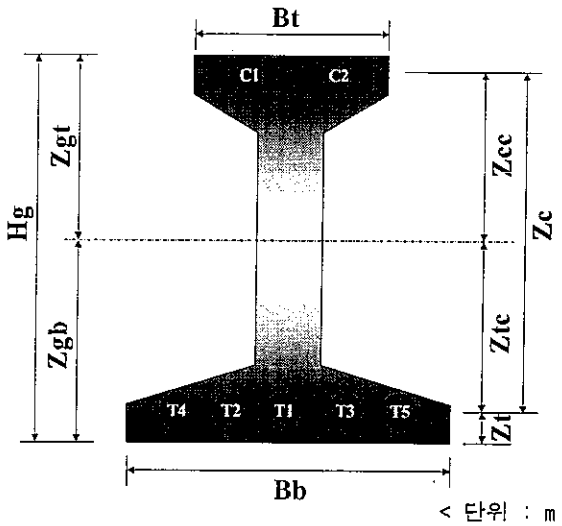
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	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×y²) - ΣA×zgb² 0.876314 m⁴

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	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T3	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T4	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T5	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
Σ		0.00929	0.124	0.00115	0.00014	1.453E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.5398E-06 m⁴

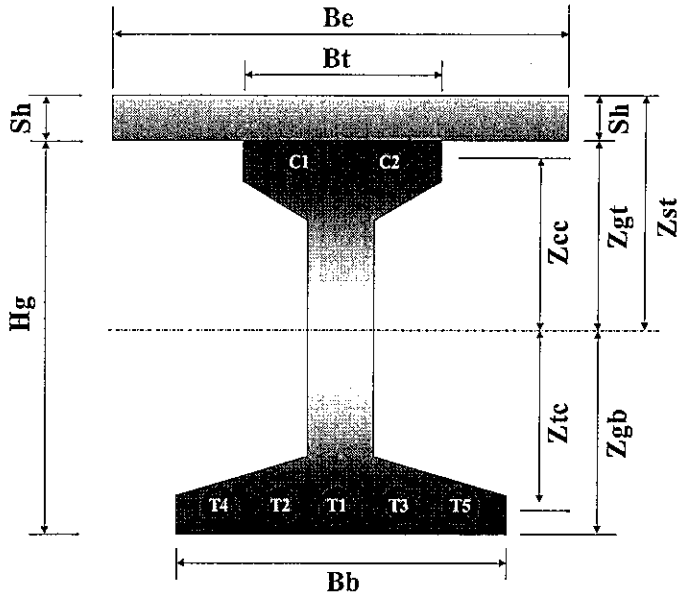
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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	0.06016	0.124	0.00746	0.00092	9.968E-06
Σ		1.08739	1.092	1.18761	1.38584	0.876325

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.092161 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.507839 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.382839 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.968206 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.965109 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.265 m

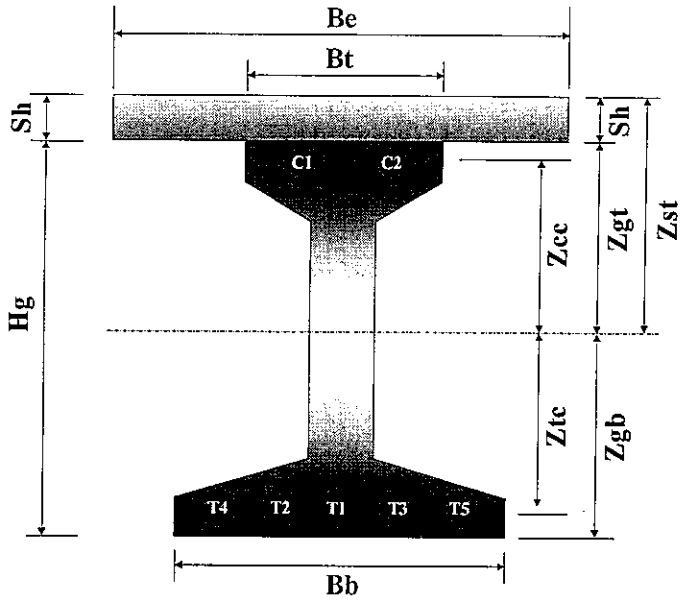
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.348	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.705	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.335	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.335	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.50425	2.720	1.37157	3.73066	0.002420
Σ		1.59164	1.608	2.55917	5.02771	0.967530

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.607880 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.992120 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.867120 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.483925 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.232120 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.880403 m^4

5.4.2 G2~G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

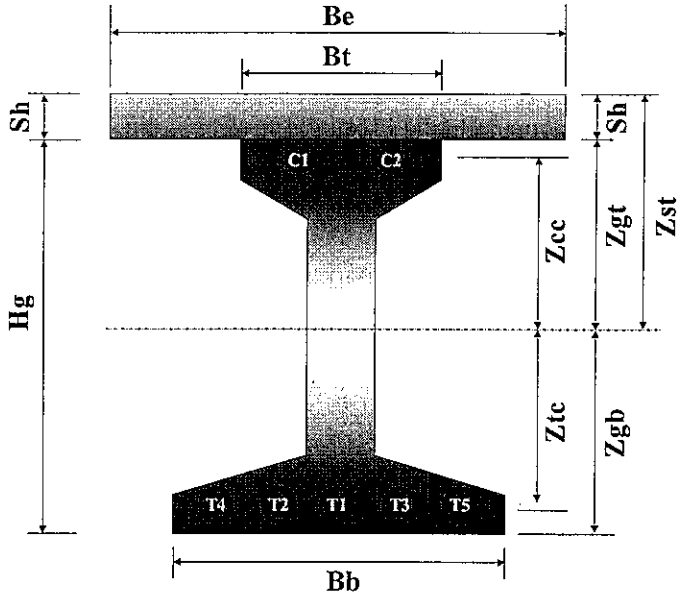
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.339	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.339	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.50522	2.720	1.37421	3.73785	0.002425
Σ		1.59261	1.609	2.56182	5.03491	0.967535

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.608559 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.991441 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.866441 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.484604 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.231441 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 = 1.881609 m^4

5.4.3 G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.437 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.520	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.877	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.507	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.507	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.08739	1.092	1.18761	1.29706	0.965109
바닥판	0.900	0.54140	2.720	1.47262	4.00552	0.002599
∑		1.62879	1.633	2.66022	5.30258	0.967708

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.633247 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.966753 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.841753 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.509292 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.206753 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - ∑A×zgb² 1.925484 m⁴

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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.59164	1.880403	1.232	0.992	-1.608	0.867	-1.484

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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.59261	1.881609	1.231	0.991	-1.609	0.866	-1.485

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	1.08739	0.965109		1.508	-1.092	1.383	-0.968
바닥판 합성단면	1.62879	1.925484	1.207	0.967	-1.633	0.842	-1.509

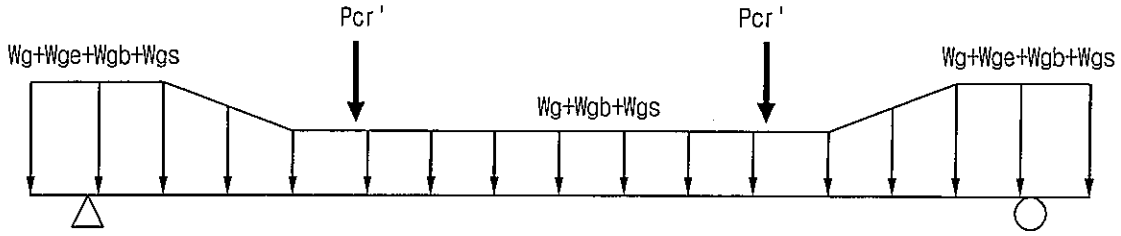
6. 설 계 하 중

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 ×	15 EA		=	661	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.335 × 25000 = 14007 N/m

(2) G2~G5 거더 : 0.240 × 2.339 × 25000 = 14034 N/m

(3) G6 거더 : 0.240 × 2.507 × 25000 = 15039 N/m

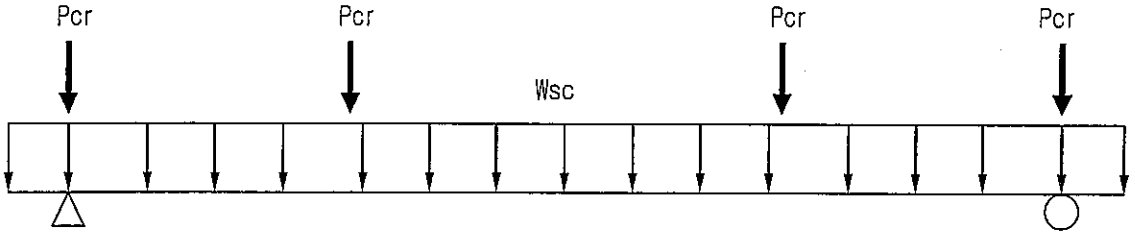
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.17 × 25000 = 19589 N

(2) G2~G5 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.34 × 25000 = 39178 N

(3) G6 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.17 × 25000 = 19589 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

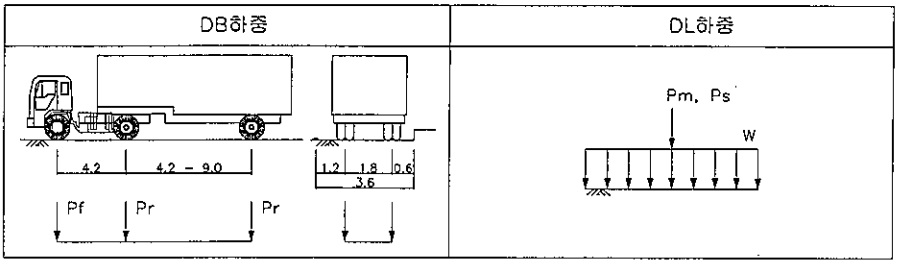
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 5 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.980305	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026649	0.003911
요소 중심간격(V)	2.750	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 7.988m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 21609.055

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.839$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 124.590

(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)

$K0 = 2\times\lambda\times Bb\times[A]\times[B]\times[C]$

$$[A]=\begin{vmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{vmatrix},\quad [C]=\begin{vmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{vmatrix}$$

$$[B]=\begin{vmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{vmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 $[B]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

$K1 = 1/2\times\sigma\times Bb\times[D]\times[E]\times[F]$

$$[D]=\begin{vmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{vmatrix},\quad [F]=\begin{vmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{vmatrix}$$

$$[E]=\begin{vmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{vmatrix}$$

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 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

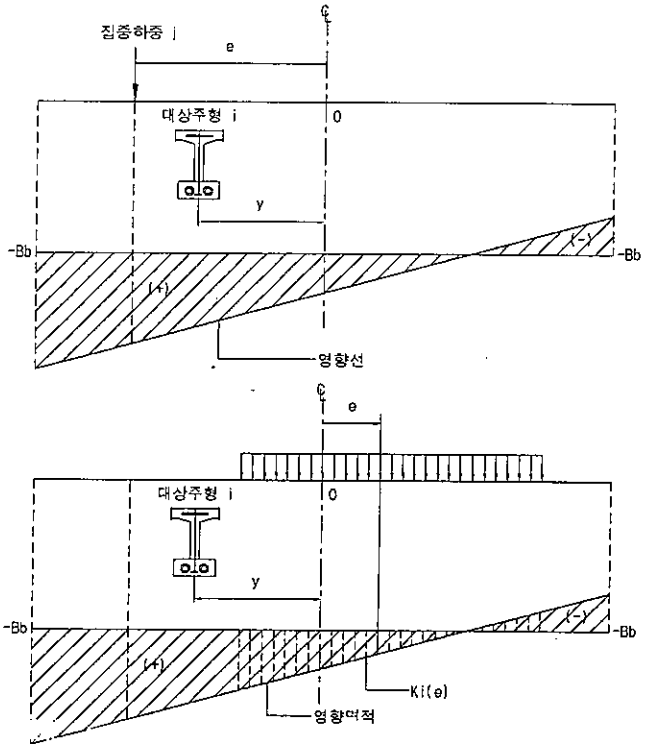
· 매트릭스 $[E]$에서 ±의 부호는, $y<c$일 때 −를, $y\geq c$일 때 −를 취한다.

y, c는 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

$K_{ai} = K_{ai,j} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 6.923	G2 4.173	G3 1.423	G4 -1.328	G5 -4.078	G6 -6.828	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-7.988	-0.015	-0.037	-0.034	0.045	0.286	0.756	1.000
-0.75×Bb	-5.991	-0.020	-0.006	0.036	0.139	0.323	0.529	1.000
-0.50×Bb	-3.994	-0.021	0.033	0.115	0.234	0.332	0.307	1.000
-0.25×Bb	-1.997	-0.007	0.089	0.205	0.306	0.265	0.142	1.000
0.00×Bb	0.000	0.039	0.167	0.287	0.290	0.172	0.044	1.000
0.25×Bb	1.997	0.137	0.260	0.306	0.208	0.092	-0.004	1.000
0.50×Bb	3.994	0.302	0.330	0.236	0.117	0.035	-0.019	1.000
0.75×Bb	5.991	0.523	0.324	0.141	0.037	-0.005	-0.020	1.000
1.00×Bb	7.988	0.748	0.287	0.048	-0.032	-0.036	-0.016	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 6.923	G2 4.173	G3 1.423	G4 -1.328	G5 -4.078	G6 -6.828	합계 (Σ)
방호벽(우)	-7.802	-0.016	-0.034	-0.028	0.053	0.289	0.735	1.000
콘크리트포장	0.225	2.601	2.666	2.702	2.677	2.555	2.323	15.525

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 6.923	G2 4.173	G3 1.423	G4 -1.328	G5 -4.078	G6 -6.828	합계 (Σ)
DB1	6.488	1.159	0.628	0.235	0.041	-0.025	-0.037	2.000
DB2	3.488	0.521	0.621	0.510	0.281	0.098	-0.031	2.000
DB3	0.488	0.127	0.381	0.584	0.537	0.305	0.066	2.000
DB4	-2.512	-0.020	0.149	0.363	0.571	0.567	0.371	2.000
DB5	-5.512	-0.041	0.007	0.110	0.324	0.653	0.949	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 6.923	G2 4.173	G3 1.423	G4 -1.328	G5 -4.078	G6 -6.828	합계 (Σ)
DL1	6.488	0.581	0.315	0.117	0.019	-0.013	-0.019	1.000
DL2	3.488	0.254	0.318	0.259	0.140	0.047	-0.017	1.000
DL3	0.488	0.058	0.190	0.301	0.273	0.150	0.028	1.000
DL4	-2.512	-0.013	0.072	0.181	0.293	0.288	0.179	1.000
DL5	-5.512	-0.021	0.002	0.054	0.162	0.331	0.473	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DB1	1.159	0.628	0.235	0.041	-0.025	-0.037	2.000
DB2	0.521	0.621	0.510	0.281	0.098	-0.031	2.000
DB3	0.127	0.381	0.584	0.537	0.305	0.066	2.000
DB4	-0.020	0.149	0.363	0.571	0.567	0.371	2.000
DB5	-0.041	0.007	0.110	0.324	0.653	0.949	2.000
DB12	1.679	1.248	0.745	0.322	0.073	-0.068	4.000
DB13	1.286	1.009	0.819	0.578	0.280	0.029	4.000
DB14	1.139	0.777	0.598	0.612	0.542	0.333	4.000
DB15	1.117	0.635	0.345	0.364	0.628	0.912	4.000
DB23	0.648	1.002	1.094	0.818	0.403	0.035	4.000
DB24	0.501	0.769	0.872	0.852	0.665	0.340	4.000
DB25	0.479	0.627	0.619	0.605	0.751	0.918	4.000
DB34	0.107	0.530	0.947	1.108	0.871	0.436	4.000
DB35	0.086	0.388	0.694	0.861	0.957	1.015	4.000
DB45	-0.061	0.155	0.472	0.895	1.219	1.320	4.000
DB123	1.626	1.467	1.196	0.773	0.340	-0.002	5.400
DB124	1.494	1.258	0.997	0.804	0.576	0.273	5.400
DB125	1.474	1.130	0.769	0.581	0.653	0.793	5.400
DB134	1.139	1.042	1.064	1.034	0.762	0.359	5.400
DB135	1.120	0.914	0.836	0.811	0.839	0.880	5.400
DB145	0.988	0.705	0.637	0.842	1.075	1.154	5.400
DB234	0.565	1.035	1.311	1.250	0.873	0.365	5.400
DB235	0.546	0.907	1.083	1.028	0.950	0.886	5.400
DB245	0.414	0.698	0.883	1.058	1.186	1.160	5.400
DB345	0.059	0.483	0.951	1.289	1.372	1.247	5.400
DB1234	1.340	1.334	1.269	1.072	0.709	0.277	6.000
DB1235	1.324	1.227	1.079	0.887	0.773	0.710	6.000
DB1245	1.214	1.053	0.913	0.912	0.969	0.939	6.000
DB1345	0.919	0.873	0.969	1.104	1.124	1.011	6.000
DB2345	0.440	0.868	1.174	1.285	1.217	1.016	6.000
DB12345	1.309	1.339	1.351	1.315	1.198	0.988	7.500

(2) DL하중

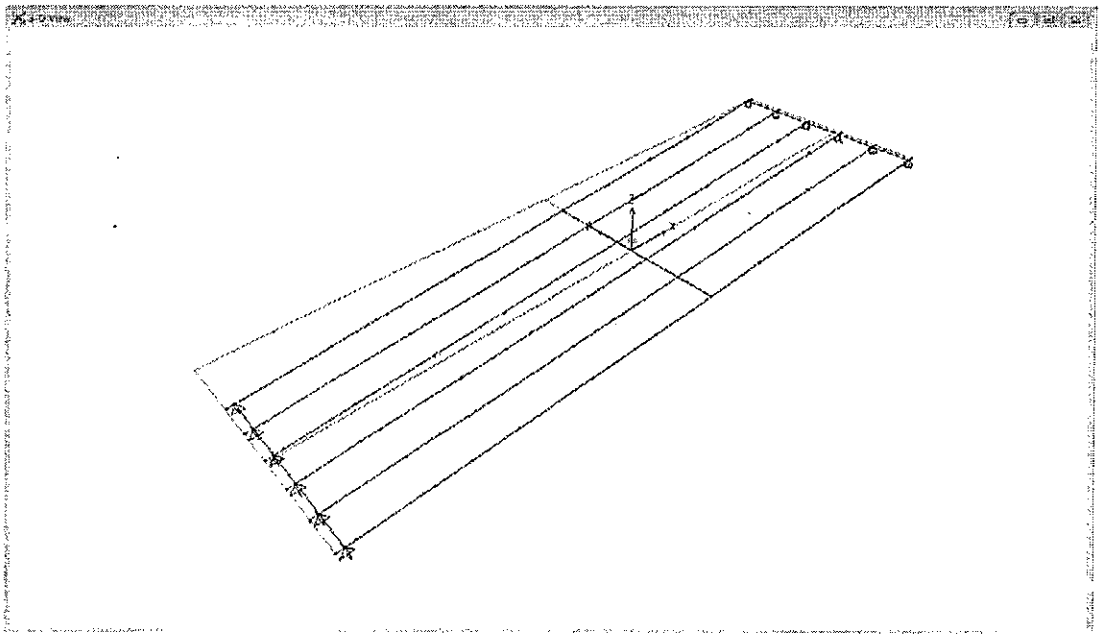
	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DL1	0.581	0.315	0.117	0.019	-0.013	-0.019	1.000
DL2	0.254	0.318	0.259	0.140	0.047	-0.017	1.000
DL3	0.058	0.190	0.301	0.273	0.150	0.028	1.000
DL4	-0.013	0.072	0.181	0.293	0.288	0.179	1.000
DL5	-0.021	0.002	0.054	0.162	0.331	0.473	1.000
DL12	0.835	0.633	0.375	0.159	0.034	-0.036	2.000
DL13	0.639	0.505	0.417	0.293	0.137	0.009	2.000
DL14	0.568	0.387	0.298	0.312	0.274	0.160	2.000
DL15	0.560	0.317	0.170	0.181	0.318	0.454	2.000

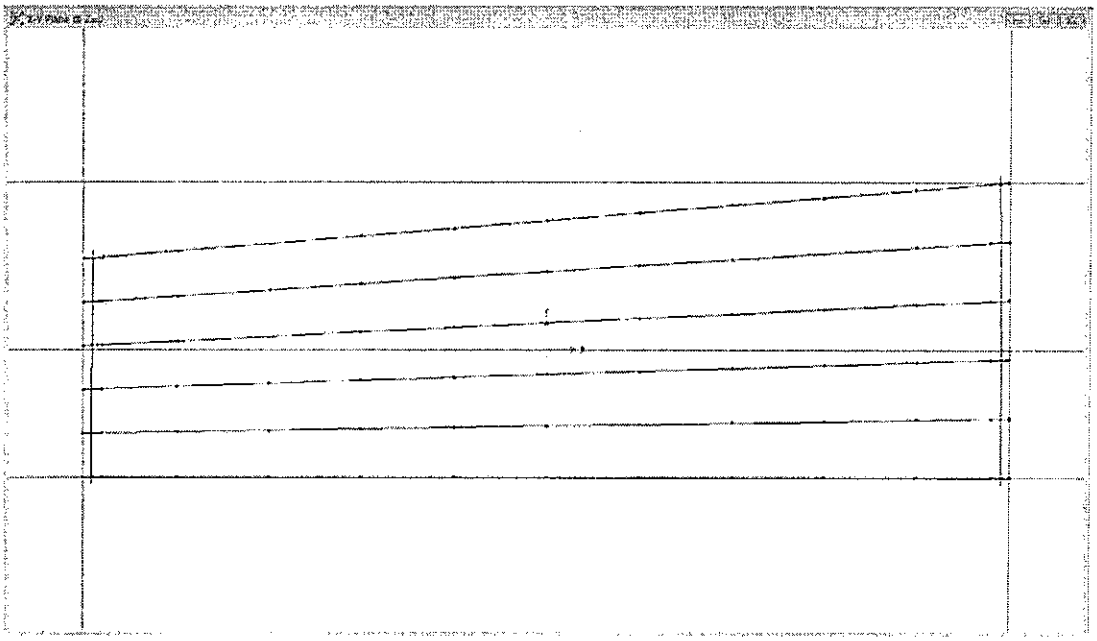
DL23	0.312	0.508	0.559	0.413	0.198	0.011	2.000
DL24	0.241	0.390	0.440	0.432	0.335	0.161	2.000
DL25	0.232	0.320	0.312	0.301	0.378	0.456	2.000
DL34	0.045	0.262	0.482	0.566	0.438	0.207	2.000
DL35	0.037	0.192	0.354	0.435	0.481	0.501	2.000
DL45	-0.034	0.074	0.235	0.455	0.618	0.651	2.000
DL123	0.803	0.740	0.608	0.389	0.166	-0.007	2.700
DL124	0.740	0.635	0.501	0.407	0.289	0.128	2.700
DL125	0.732	0.572	0.386	0.289	0.328	0.393	2.700
DL134	0.564	0.519	0.539	0.527	0.382	0.169	2.700
DL135	0.556	0.456	0.424	0.409	0.421	0.434	2.700
DL145	0.492	0.351	0.317	0.427	0.545	0.569	2.700
DL234	0.269	0.522	0.666	0.635	0.437	0.171	2.700
DL235	0.261	0.459	0.552	0.517	0.476	0.435	2.700
DL245	0.198	0.353	0.444	0.535	0.599	0.571	2.700
DL345	0.022	0.238	0.482	0.655	0.692	0.611	2.700
DL1234	0.660	0.671	0.643	0.544	0.354	0.128	3.000
DL1235	0.653	0.619	0.547	0.446	0.386	0.349	3.000
DL1245	0.601	0.531	0.458	0.460	0.489	0.461	3.000
DL1345	0.454	0.434	0.489	0.561	0.567	0.495	3.000
DL2345	0.208	0.437	0.596	0.651	0.612	0.497	3.000
DL12345	0.644	0.673	0.683	0.665	0.602	0.483	3.750

7.7 격자구조해석

- 횡분배 되어진 하중을 격자모델에 적용하여 구조해석(3차원 입체 프레임 해석)을 수행한다.(SAP2000)

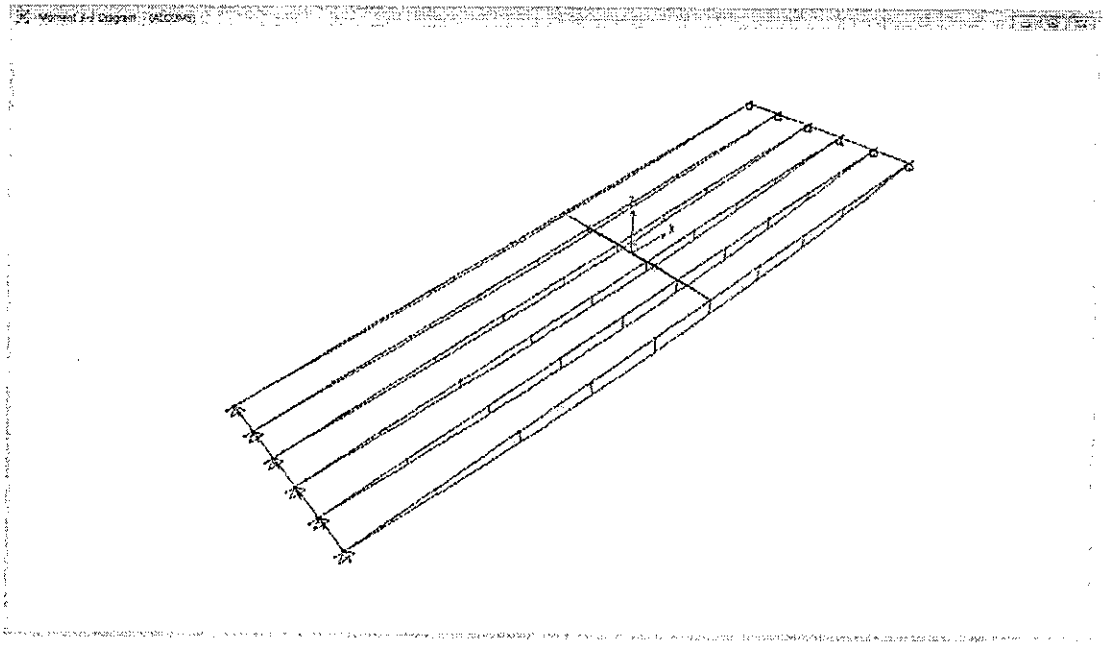
7.7.1 격자모델



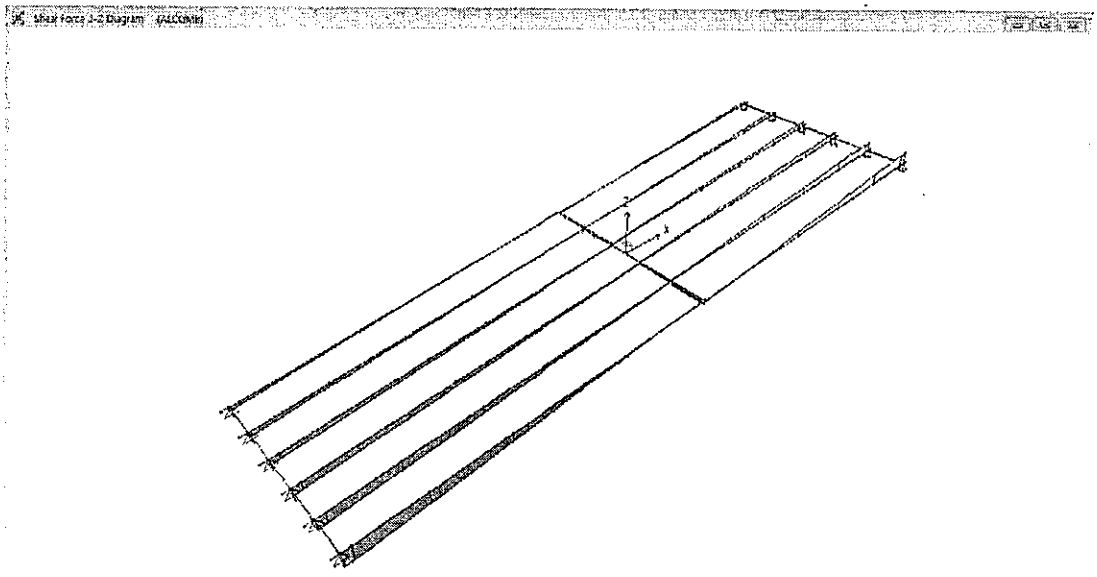


< 격 자 모 델 링>

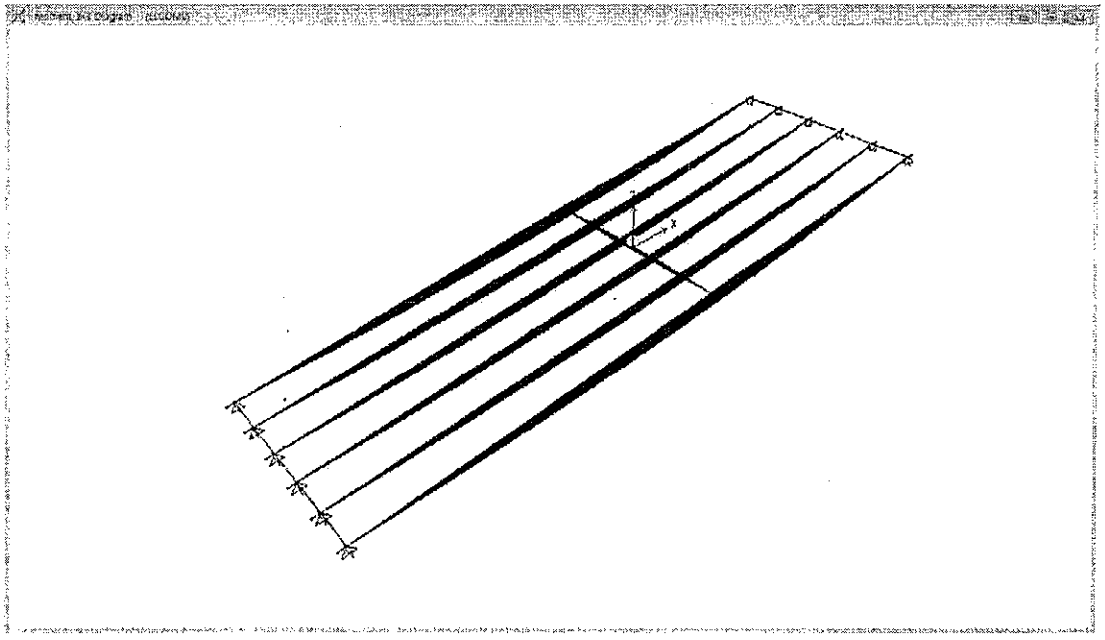
7.7.2 해석결과



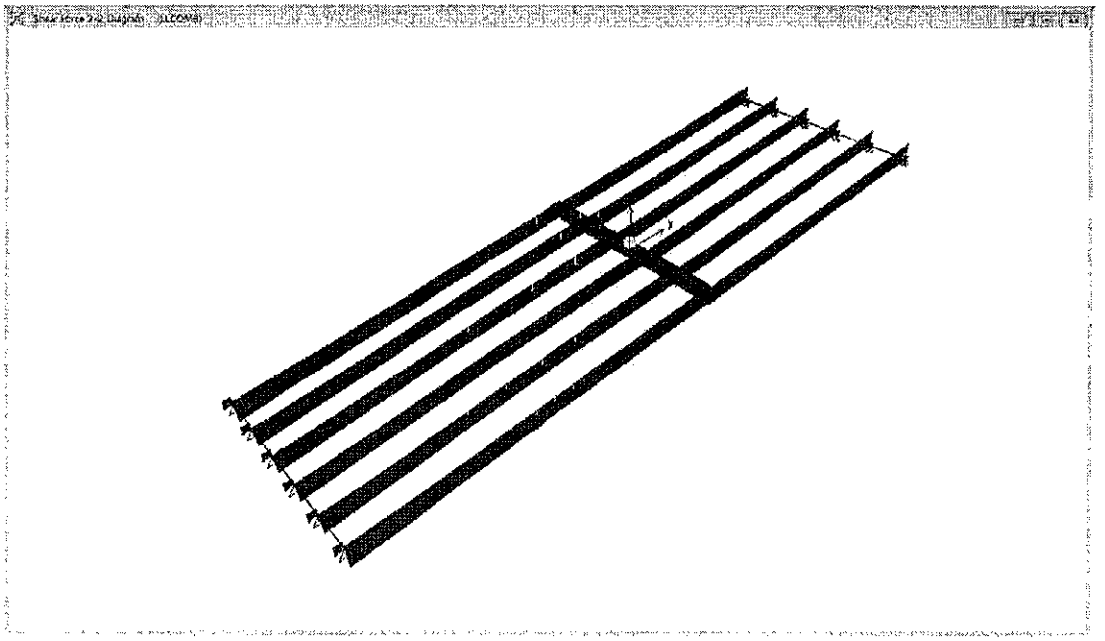
< 합성 후 고정하중에 의한 모멘트 >



< 합성 후 고정하중에 의한 전단력 >



< 활하중에 의한 모멘트 >



< 활하중에 의한 전단력 >

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	4674.3	5514.5	4845.5	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	450.4	858.8	2194.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4705.6	3945.9	4511.5		
DL 활하중	5061.1	4211.9	4873.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	5061.1	4211.9	4873.3		
합 계	18401.3	18800.7	20128.5		

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	370.2	427.3	384.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	53.7	69.3	212.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	471.1	447.4	434.1		
DL 활하중	484.3	440.5	448.6		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	484.3	447.4	448.6		
합 계	1634.0	1669.9	1770.9		

8.3 반력종합

8.3.1 S3 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.815	480.769	480.769	480.769	480.769	414.036	
합성후	51.542	71.178	87.548	113.495	151.662	225.184	
ADD	1201.849	1302.439	1318.809	1344.756	1382.923	1389.713	
DB1	3.944	10.395	40.987	106.619	198.458	287.511	
DB2	17.215	47.902	99.971	158.203	176.181	150.213	
DB3	53.804	106.110	156.785	159.042	109.955	57.864	
DB4	144.656	172.875	159.446	102.766	50.103	18.013	
DB5	281.546	197.971	108.836	43.081	10.627	4.243	
DB12	20.589	55.576	140.636	264.634	374.547	437.650	
DB13	47.826	112.148	196.462	265.134	308.195	344.463	
DB14	138.212	178.835	198.929	208.289	247.376	299.214	
DB15	274.712	203.809	148.071	148.042	205.581	281.451	
DB23	64.189	152.801	256.031	316.994	286.008	207.480	
DB24	154.552	219.484	258.497	260.151	225.212	162.235	
DB25	291.058	244.482	207.663	199.886	183.416	144.471	
DB34	197.974	278.926	316.039	261.241	159.095	70.501	
DB35	334.474	303.899	265.179	200.972	117.298	52.737	
DB45	426.146	370.803	268.191	145.655	59.086	21.913	
DB123	52.404	142.953	266.142	380.775	435.822	444.661	
DB124	133.721	202.960	268.346	329.616	381.091	403.925	
DB125	256.597	225.449	222.596	275.377	343.483	387.948	
DB134	172.801	256.449	320.149	330.604	321.594	321.378	
DB135	295.651	278.931	274.374	276.362	283.985	305.401	
DB145	376.994	338.946	276.603	225.206	229.255	264.665	
DB234	187.526	293.054	373.753	377.260	301.633	198.095	
DB235	310.379	315.541	328.002	323.043	264.027	182.120	
DB245	391.719	375.552	330.209	271.885	209.296	141.384	
DB345	430.776	429.037	382.009	272.872	149.800	58.837	
DB1234	151.788	248.718	341.217	393.954	400.034	380.002	
DB1235	254.180	267.470	303.094	348.764	368.698	366.704	
DB1245	321.954	317.470	304.931	306.130	323.094	332.769	
DB1345	354.494	362.031	348.088	306.945	273.506	263.963	
DB2345	366.770	392.539	392.769	345.849	256.888	161.225	
DB12345	362.309	397.060	422.532	425.413	405.562	376.173	
DL1	4.845	13.292	45.417	109.713	195.039	297.586	
DL2	21.834	49.774	96.978	151.298	171.268	160.557	
DL3	61.187	104.183	147.837	149.998	107.707	65.533	
DL4	154.924	167.948	152.398	99.387	51.764	22.915	

DL5	291.960	194.162	111.408	47.166	13.590	5.227	
DL12	25.857	60.406	141.930	260.731	366.162	457.997	
DL13	55.708	112.658	191.484	258.946	302.399	361.865	
DL14	148.691	176.296	195.713	207.494	244.985	312.835	
DL15	285.368	202.401	154.456	154.597	204.399	291.855	
DL23	75.150	152.172	243.736	300.918	278.775	225.171	
DL24	168.140	215.816	248.000	249.465	221.353	176.096	
DL25	304.817	241.921	206.744	196.569	180.768	155.116	
DL34	215.316	271.995	299.925	248.503	157.957	82.019	
DL35	351.975	298.055	258.627	195.603	117.405	61.050	
DL45	446.800	362.041	263.626	146.274	63.536	27.586	
DL123	62.749	144.597	258.670	368.915	426.162	469.368	
DL124	146.406	201.867	262.473	322.572	374.472	425.198	
DL125	269.416	225.337	225.327	274.954	337.938	406.318	
DL134	188.865	252.428	309.204	321.755	317.421	340.545	
DL135	311.874	275.897	272.056	274.130	280.877	321.619	
DL145	395.532	333.167	275.861	227.794	229.197	277.495	
DL234	206.386	287.982	356.263	359.480	296.149	217.460	
DL235	329.398	311.456	319.123	311.900	259.622	198.587	
DL245	413.068	368.765	322.935	265.567	207.944	154.463	
DL345	455.512	419.282	369.652	264.701	150.874	69.757	
DL1234	167.873	246.359	329.598	381.306	392.849	403.512	
DL1235	270.374	265.916	298.640	341.624	362.390	387.739	
DL1245	340.114	313.639	301.844	303.019	319.319	350.962	
DL1345	375.470	355.775	340.755	302.325	271.803	280.417	
DL2345	390.091	385.423	379.974	333.797	254.080	177.872	
DL12345	385.988	391.794	412.727	415.542	400.119	400.141	
ENV	455.512	429.037	422.532	425.413	435.822	469.368	
군 종	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1657.361	1731.476	1741.342	1770.168	1818.745	1859.081	

8.3.2 S3 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.815	480.769	480.769	480.769	480.769	414.036	
합성후	52.261	71.086	87.565	113.932	153.267	222.502	
ADD	1202.568	1302.347	1318.826	1345.193	1384.528	1387.031	
DB1	3.989	10.068	40.815	107.026	199.577	286.422	
DB2	17.084	47.574	99.820	158.381	176.780	149.399	
DB3	53.189	106.096	156.759	159.061	110.189	57.502	
DB4	143.285	173.700	159.693	102.720	50.141	17.950	
DB5	279.659	200.073	109.413	43.020	10.585	4.284	
DB12	20.522	54.925	140.310	265.219	376.267	435.755	
DB13	47.306	111.731	196.245	265.562	309.541	343.057	
DB14	136.968	179.242	198.986	208.643	248.505	298.115	
DB15	272.980	205.487	148.459	148.376	206.615	280.469	
DB23	63.465	152.401	255.842	317.193	286.834	206.330	
DB24	153.104	219.908	258.582	260.275	225.820	161.393	
DB25	289.122	246.177	208.078	199.989	183.930	143.746	
DB34	196.022	279.722	316.261	261.206	159.346	70.084	
DB35	332.034	305.965	265.732	200.917	117.454	52.437	
DB45	422.895	373.734	269.015	145.547	59.083	21.897	
DB123	51.837	142.230	265.799	381.322	437.566	442.688	
DB124	132.502	202.979	268.249	330.096	382.639	402.227	
DB125	254.939	226.612	222.798	275.838	344.946	386.356	
DB134	171.128	256.803	320.176	330.941	322.821	320.064	
DB135	293.540	280.428	274.700	276.680	285.125	304.191	
DB145	374.231	341.184	277.175	225.457	230.201	263.732	
DB234	185.670	293.423	373.805	377.389	302.391	197.011	
DB235	308.084	317.053	328.353	323.154	264.700	181.142	
DB245	388.773	377.806	330.806	271.928	209.774	140.682	
DB345	427.376	431.625	382.731	272.773	149.955	58.518	
DB1234	150.312	248.723	341.117	394.368	401.500	378.316	
DB1235	252.337	268.428	303.243	349.163	370.093	365.105	
DB1245	319.568	319.046	305.286	306.473	324.326	331.401	
DB1345	351.731	363.886	348.546	307.169	274.469	262.914	
DB2345	363.854	394.407	393.247	345.901	257.462	160.368	
DB12345	359.463	398.626	422.867	425.771	406.970	374.533	
DL1	4.922	12.870	45.189	110.229	196.754	294.705	
DL2	21.707	49.398	96.764	151.520	172.277	158.875	
DL3	60.294	104.327	147.794	150.036	108.134	64.940	
DL4	152.309	169.431	152.740	99.336	51.848	22.839	

DL5	287.392	197.538	112.158	47.073	13.524	5.285	
DL12	25.834	59.603	141.482	261.472	368.888	453.445	
DL13	55.040	112.258	191.188	259.503	304.531	358.449	
DL14	146.351	177.212	195.803	207.950	246.740	309.987	
DL15	281.107	205.206	154.957	155.005	205.987	289.175	
DL23	74.230	151.844	243.462	301.179	280.200	222.935	
DL24	165.548	216.805	248.113	249.625	222.402	174.428	
DL25	300.304	244.799	207.267	196.680	181.649	153.616	
DL34	211.858	273.597	300.225	248.477	158.434	81.401	
DL35	346.596	301.546	259.338	195.530	117.715	60.598	
DL45	439.627	366.905	264.718	146.130	63.552	27.579	
DL123	62.123	143.814	258.195	369.618	428.980	464.815	
DL124	144.277	202.268	262.347	323.184	376.950	421.157	
DL125	265.557	227.438	225.570	275.522	340.266	402.427	
DL134	185.956	253.381	309.247	322.200	319.385	337.448	
DL135	307.236	278.551	272.467	274.532	282.690	318.672	
DL145	389.390	337.005	276.621	228.104	230.672	275.060	
DL234	203.250	289.001	356.326	359.658	297.477	215.426	
DL235	324.532	314.175	319.555	312.035	260.799	196.703	
DL245	406.697	372.668	323.715	265.611	208.782	153.090	
DL345	448.362	423.737	370.600	264.578	151.198	69.329	
DL1234	165.429	246.801	329.460	381.844	395.234	399.699	
DL1235	266.488	267.775	298.810	342.126	364.650	384.052	
DL1245	334.975	316.485	302.304	303.444	321.297	347.701	
DL1345	369.682	359.081	341.355	302.612	273.352	277.942	
DL2345	384.113	388.783	380.591	333.862	255.099	176.283	
DL12345	380.179	394.746	413.154	415.997	402.417	396.435	
ENV	448.362	431.625	422.867	425.771	437.566	464.815	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1650.930	1733.973	1741.693	1770.964	1822.094	1851.846	

8.3.3 S3 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
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	399.815	480.769	480.769	480.769	480.769	414.036	
합성후	51.542	71.178	87.548	113.495	151.662	225.184	
ADD	1201.849	1302.439	1318.809	1344.756	1382.923	1389.713	
DB1	307.306	197.537	99.297	34.084	8.745	3.000	
DB2	166.068	181.561	152.538	91.803	41.851	15.266	
DB3	65.800	118.215	162.940	151.437	98.054	47.057	
DB4	20.006	56.420	110.833	163.866	166.292	130.184	
DB5	5.533	13.831	50.425	116.394	198.349	261.772	
DB12	473.152	378.936	251.437	125.211	44.882	17.072	
DB13	372.119	315.462	261.524	183.923	99.501	40.141	
DB14	321.722	252.874	208.933	196.189	167.693	122.880	
DB15	302.190	209.361	147.960	148.504	199.642	254.005	
DB23	231.222	299.668	315.219	242.487	138.628	55.195	
DB24	180.820	237.056	262.623	254.747	206.792	137.906	
DB25	161.293	193.568	201.656	207.088	238.767	269.038	
DB34	81.199	173.818	273.284	315.134	264.272	176.826	
DB35	61.672	130.329	212.316	267.473	296.224	307.953	
DB45	25.540	70.252	161.258	280.262	364.646	391.980	
DB123	483.806	447.213	372.414	247.512	126.137	43.849	
DB124	438.418	390.877	325.072	258.508	187.440	117.913	
DB125	420.831	351.732	270.220	215.607	216.194	235.934	
DB134	348.748	333.970	334.681	312.853	239.155	152.924	
DB135	331.177	294.805	279.808	269.952	267.930	270.948	
DB145	285.824	238.474	232.479	280.987	329.281	345.405	
DB234	221.938	319.748	382.992	365.571	274.357	166.466	
DB235	204.374	280.608	328.145	322.674	303.134	284.492	
DB245	159.017	224.254	280.812	333.705	364.481	358.925	
DB345	69.345	167.346	290.401	388.053	416.221	393.963	
DB1234	414.684	414.402	393.110	328.998	229.736	133.532	
DB1235	400.035	381.772	347.372	293.248	253.713	231.896	
DB1245	362.237	334.826	307.938	302.441	304.840	293.947	
DB1345	287.521	287.398	315.929	347.745	347.941	323.114	
DB2345	181.850	275.550	356.223	391.681	377.283	334.405	
DB12345	411.603	423.479	430.138	416.031	378.370	329.211	
DL1	317.547	194.378	103.953	39.431	11.127	3.612	
DL2	176.478	176.851	146.517	89.753	43.855	19.310	
DL3	73.803	115.523	153.979	142.664	96.504	54.042	
DL4	25.510	57.897	106.562	156.154	161.307	140.219	

DL5	6.779	16.732	53.533	117.368	194.314	271.893	
DL12	493.758	371.016	249.935	128.273	49.746	21.309	
DL13	390.051	309.510	256.948	179.982	100.371	47.251	
DL14	335.889	250.556	208.733	193.202	165.095	132.764	
DL15	313.113	208.478	155.187	154.230	197.992	264.000	
DL23	249.353	292.219	300.119	231.329	138.493	65.389	
DL24	195.192	233.264	251.904	244.548	203.216	150.902	
DL25	172.409	191.181	198.321	205.571	236.139	282.102	
DL34	93.486	172.094	259.707	298.538	257.688	193.583	
DL35	70.663	130.007	206.156	259.565	290.615	324.785	
DL45	32.290	74.631	160.101	273.535	355.672	412.170	
DL123	509.404	437.640	362.965	242.240	128.894	56.010	
DL124	460.311	384.544	319.411	253.684	186.405	129.730	
DL125	439.766	346.627	271.187	218.596	216.001	247.804	
DL134	368.729	329.464	326.427	302.288	235.399	168.107	
DL135	348.196	291.588	278.217	267.218	265.047	286.239	
DL145	299.483	238.555	234.816	279.105	323.305	363.215	
DL234	242.091	313.900	365.270	348.473	269.713	184.421	
DL235	221.558	276.024	317.058	313.396	299.350	302.507	
DL245	172.834	222.955	273.657	325.324	357.624	379.535	
DL345	81.316	167.928	280.720	373.902	406.617	417.907	
DL1234	438.922	407.051	381.633	318.385	227.695	148.605	
DL1235	421.804	375.492	341.445	289.171	252.383	247.016	
DL1245	381.239	331.310	305.315	299.097	300.936	311.187	
DL1345	304.923	285.416	311.166	339.588	341.755	343.156	
DL2345	199.394	272.434	343.527	378.093	370.377	356.789	
DL12345	436.567	417.945	420.783	406.094	373.280	351.687	
ENV	509.404	447.213	430.138	416.031	416.221	417.907	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1711.254	1749.653	1748.947	1760.787	1799.144	1807.619	

8.3.4 S3 시점측(단위:kN, 우측편재하)

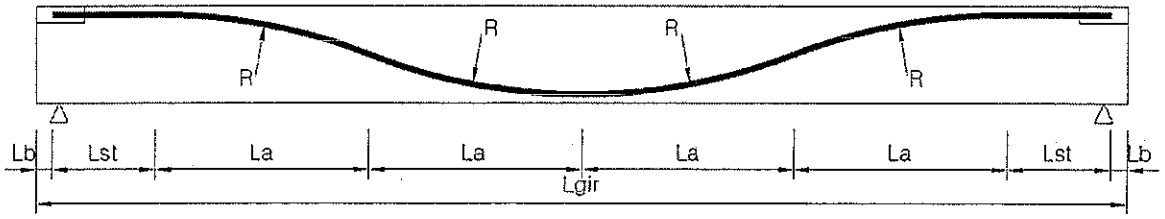
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	399.815	480.769	480.769	480.769	480.769	414.036	
합성후	52.261	71.086	87.565	113.932	153.267	222.502	
ADD	1202.568	1302.347	1318.826	1345.193	1384.528	1387.031	
DB1	305.351	199.873	99.928	34.023	8.690	3.035	
DB2	164.575	182.585	152.841	91.753	41.872	15.230	
DB3	65.063	118.310	162.953	151.439	98.240	46.765	
DB4	19.821	56.109	110.692	164.009	166.814	129.448	
DB5	5.573	13.497	50.251	116.760	199.372	260.719	
DB12	469.728	382.308	252.374	125.098	44.852	17.095	
DB13	369.504	317.881	262.173	183.848	99.601	39.922	
DB14	319.672	254.846	209.419	196.257	168.124	122.235	
DB15	300.381	211.268	148.405	148.794	200.568	253.063	
DB23	229.035	300.768	315.537	242.428	138.807	54.878	
DB24	179.199	237.710	262.778	254.830	207.302	137.164	
DB25	159.913	194.157	201.770	207.394	239.772	267.999	
DB34	80.291	173.563	273.148	315.280	264.976	175.815	
DB35	61.005	130.009	212.138	267.841	297.423	306.646	
DB45	25.394	69.606	160.944	280.772	366.190	390.190	
DB123	480.145	450.295	373.272	247.390	126.222	43.629	
DB124	435.268	393.556	325.784	258.514	187.821	117.311	
DB125	417.898	354.353	270.895	215.814	217.021	235.064	
DB134	346.240	335.831	335.130	312.915	239.710	152.080	
DB135	328.886	296.607	280.220	270.215	268.931	269.837	
DB145	284.043	239.875	232.745	281.378	330.580	343.910	
DB234	219.816	320.422	383.144	365.647	274.984	165.535	
DB235	202.469	281.224	328.259	322.950	304.207	283.293	
DB245	157.620	224.468	280.780	334.109	365.851	357.343	
DB345	68.590	166.741	290.107	388.513	417.766	392.139	
DB1234	411.507	416.706	393.713	329.004	230.193	132.811	
DB1235	397.039	384.027	347.944	293.421	254.541	230.953	
DB1245	359.665	336.746	308.388	302.721	305.917	292.684	
DB1345	285.484	288.636	316.160	348.072	349.164	321.650	
DB2345	180.134	275.800	356.206	392.019	378.565	332.868	
DB12345	408.478	425.471	430.598	416.312	379.587	327.729	
DL1	312.642	198.089	104.765	39.334	11.049	3.664	
DL2	173.511	178.640	146.934	89.692	43.905	19.270	
DL3	72.667	115.844	153.992	142.681	96.849	53.589	
DL4	25.317	57.560	106.360	156.335	162.202	138.753	

DL5	6.855	16.297	53.299	117.830	195.903	269.222	
DL12	485.918	376.531	251.168	128.114	49.709	21.354	
DL13	384.110	313.526	257.779	179.884	100.582	46.952	
DL14	330.967	253.842	209.337	193.268	165.848	131.482	
DL15	308.511	211.617	155.750	154.578	199.435	261.533	
DL23	245.311	294.300	300.552	231.269	138.845	64.959	
DL24	192.169	234.615	252.110	244.653	204.110	149.489	
DL25	169.706	192.385	198.487	205.958	237.722	279.504	
DL34	92.230	172.007	259.506	298.736	258.919	191.694	
DL35	69.728	129.773	205.915	260.044	292.536	321.711	
DL45	32.172	73.858	159.665	274.178	358.156	408.033	
DL123	501.418	442.849	364.090	242.088	129.108	55.736	
DL124	453.266	389.085	320.332	253.675	187.090	128.597	
DL125	433.010	351.036	272.072	218.840	217.306	245.605	
DL134	363.276	332.710	326.983	302.363	236.387	166.546	
DL135	343.031	294.703	278.736	267.546	266.656	283.612	
DL145	295.234	241.013	235.130	279.582	325.403	359.702	
DL234	238.347	315.404	365.467	348.583	270.828	182.741	
DL235	218.102	277.397	317.219	313.759	301.085	299.761	
DL245	170.295	223.672	273.613	325.835	359.848	375.903	
DL345	80.368	167.350	280.310	374.498	409.144	413.847	
DL1234	432.199	411.076	382.411	318.390	228.524	147.321	
DL1235	415.322	379.407	342.193	289.387	253.729	244.844	
DL1245	375.520	334.678	305.891	299.437	302.690	308.277	
DL1345	300.531	287.705	311.438	339.998	343.761	339.889	
DL2345	196.425	273.272	343.500	378.532	372.489	353.423	
DL12345	429.996	421.554	421.370	406.447	375.292	348.437	
ENV	501.418	450.295	430.598	416.312	417.766	413.847	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1703.986	1752.643	1749.424	1761.505	1802.294	1800.878	

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

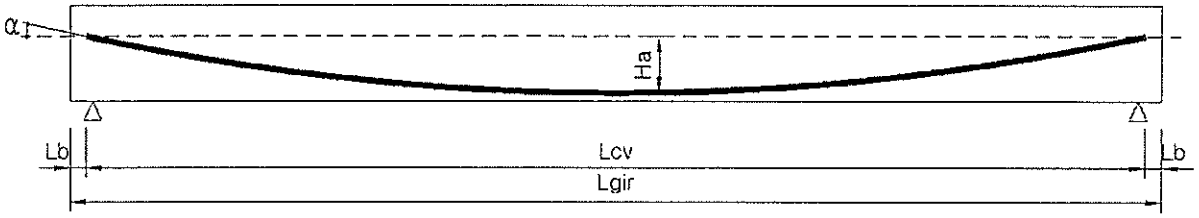
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 271767 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 240860 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)

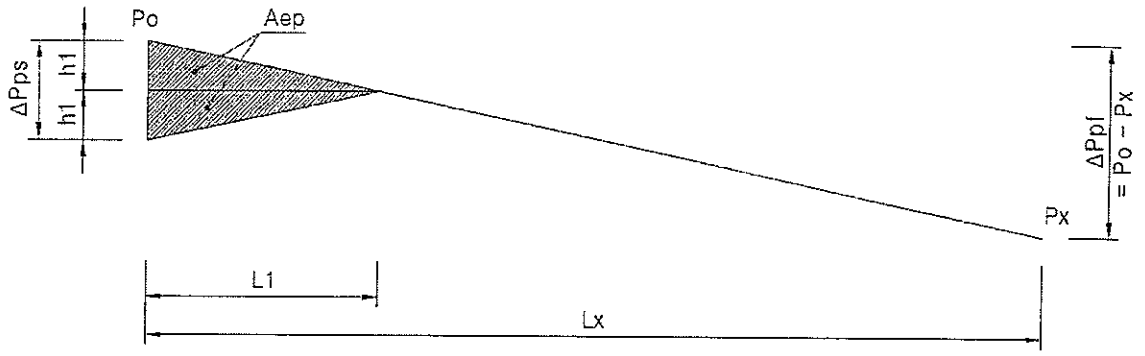
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	442164
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	415231
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	388002
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	360562

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)

$Aep = \Delta \ell \cdot Ap \cdot Ep$

$h1 = \Delta Ppf \times L1 / Lx = p \times L1$

$Aep = h1 \times L1 = p \times L1^2$

$L1 = \sqrt{Aep / p}$

▷ 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	4903	1508400	17.541	171988	0
C2	24.565	4903	1508400	17.541	171988	0
T1	24.724	10992	1165080	10.295	226331	0
T2	24.636	17948	2496600	11.794	423357	0
T3	24.599	16880	2496600	12.162	410571	0
T4	24.576	15788	2496600	12.575	397072	0
T5	24.565	14678	2496600	13.042	382853	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 … fpsN
- ②강선 경우 : fps3 + fps4 … fpsN
- ③강선 경우 : fps4 … 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	3060000	-442164	0	2617836	-1.002517	4
T3	3060000	-415231	0	2644769	-1.002517	1
T4	3060000	-388002	0	2671998	-1.002517	2
T5	3060000	-360562	0	2699438	-1.002517	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	5.649	17.066	-2.350	14.716	101.246	210.642
T4	5.708	11.358	-2.350	9.008	61.978	128.945
T5	5.766	5.592	-2.350	3.242	22.307	46.411
T2	5.592	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-33.633
Σ	22.715	34.016	-9.399	24.617	169.365	352.365

Δfpe의 평균치 : 42.341 MPa

ΔPpe의 평균치 : 88.091 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	-675000	120430	0	0	-554570	1.34748	-747274
C2	-675000	120430	0	0	-554570	1.34748	-747274
PS강봉 소계(압축)					-1109140	1.34748	-1494547
T1	1350000	-271767	0	0	1078233	-1.01252	-1091729
T2	3060000	-442164	0	33633	2651469	-1.00252	-2658141
T3	3060000	-415231	0	-210642	2434127	-1.00252	-2440252
T4	3060000	-388002	0	-128945	2543053	-1.00252	-2549453
T5	3060000	-360562	0	-46411	2653027	-1.00252	-2659704
PS강연선 소계(인장)					11359909	-1.00383	-11399279

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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11360	-1.004	-11399.28	
합성전 고정하중		bl			4674.30	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			450.42	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			5061.10	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11360}{0.0092929} = -1222.429 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12894}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.526	26.730	441.185	-1222.429	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4674.30}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			7.303	-5.290	43.360	-30.359	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{450.42}{1.88040} \cdot y$$

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	1.232	0.992	0.992	-1.608	0.867	-1.484	
fal	MPa	0.266	0.214	0.238	-0.385	1.345	-2.301	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{5061.1 + 0}{1.88040} \cdot y$$

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	1.232	0.992	0.992	-1.608	0.867	-1.484	
fll	MPa	2.985	2.403	2.670	-4.328	15.109	-25.857	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.5916} + n \cdot \frac{502.0}{1.8804} \cdot y$$

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	1.232	0.992	0.992	-1.608	0.867	-1.484	
fsh	MPa	0.105	0.047	0.052	-0.642	0.123	3.940	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.50 - 7 \times 5.04 = 150.672$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.91 + -9.41 = 15.50$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.69 + -0.36 = -5.04$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12894}{0.87631} \quad -1.004 = 24.910 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4674}{0.96511} \quad -0.968 = -4.689 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{450}{1.88040} \quad -1.484 = -0.355 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -150.672 \times 0.0093 = -1400.183$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1400.183}{1.5916} + n \cdot \frac{2077.767}{1.8804} \cdot y$$

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	1.232	0.992	0.992	-1.608	0.867	-1.484	
fcr	MPa	0.434	0.195	0.217	-2.656	0.508	16.310	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 441.19\ + 43.36\ +\ 1.34\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.577\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.577 \times 0.0025 = -36.646\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.646}{1.5916} + n \cdot \frac{-31.776}{1.8804} \cdot y$$

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	1.232	0.992	0.992	-1.608	0.867	-1.484	
frgb	MPa	-0.039	-0.036	-0.040	0.004	-0.244	0.013	

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	Δ fpf	Δ fpe	Δ fsh	Δ fcr	Δ frgs
T1	0.000971	279.912	0.000	36.400	150.672	6.053
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	150.672	9.153
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	150.672	21.800
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	150.672	18.790
T5	0.002081	173.3054	-22.307	36.400	150.672	15.746
Σ	0.009293	1051.822	-169.365	182.000	753.362	71.541
avg	0.001859	210.364	-33.873	36.400	150.672	14.308

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.308 \times 0.0093 = -132.96\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-132.96}{1.5916} + n \cdot \frac{197.31}{1.8804} \cdot y$$

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	1.232	0.992	0.992	-1.608	0.867	-1.484	
frgs	MPa	0.041	0.019	0.021	-0.252	0.048	1.549	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 9.6511E+11 / 27804.0636 \times 2420409600 = 443.009$

$B = 1 + m = 1 + 443.009 = 444.009$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 443.009 \times 0.12 = -51.653 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.274 + 0.888 + 443.009 \times 0.005 + 443.009 \times 0.014$

$= 11.667$

$P = (1383.68 + 1155.73524) / 2 \times (138.7 \times 67)$

$= 11799266 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1527207.107 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F \ ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -182386.788 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 109777.756 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 12770.860 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.985$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.072$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.287$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.408$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.198$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.238$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.380$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.101$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	2.985	3.072	-5.287	1.408	-4.849	1.248	
fsh2	MPa	-0.198	-0.238	0.380	-0.101	0.348	-0.089	
f2	MPa	2.787	2.835	-4.908	1.307	-4.501	1.159	

(+):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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11360	-1.004	-11399.28	
합성전 고정하중		bl			5514.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			858.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4211.90	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \ MPa$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11360}{0.0092929} = -1222.429 \ MPa$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12894}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.526	26.730	441.185	-1222.429	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5514.50}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			8.616	-6.240	51.153	-35.815	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{858.80}{1.88161} \cdot y$$

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	1.231	0.991	0.991	-1.609	0.866	-1.485	
fal	MPa	0.506	0.407	0.453	-0.734	2.560	-4.387	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4211.9 + 0}{1.88161} \cdot y$$

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	1.231	0.991	0.991	-1.609	0.866	-1.485	
fll	MPa	2.481	1.997	2.219	-3.601	12.556	-21.515	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.5926} + n \cdot \frac{502.0}{1.8816} \cdot y$$

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	1.231	0.991	0.991	-1.609	0.866	-1.485	
fsh	MPa	0.105	0.047	0.052	-0.642	0.121	3.939	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.50 - 7 \times 6.21 = 142.519$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25 + -9.41 = 15.50$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.53 + -0.68 = -6.21$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12894}{0.87631} -1.004 = 24.910 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5515}{0.96511} -0.968 = -5.532 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{859}{1.88161} -1.484 = -0.677 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -142.519 \times 0.0093 = -1324.417$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1324.417}{1.5926} + n \cdot \frac{1965.336}{1.8816} \cdot y$$

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	1.231	0.991	0.991	-1.609	0.866	-1.485	
fcr	MPa	0.409	0.184	0.204	-2.512	0.475	15.423	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 441.19\ + 51.15\ + 2.56\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.847\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.847 \times 0.0025 = -37.325\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.325}{1.5926} + n \cdot \frac{-32.365}{1.8816} \cdot y$$

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	1.231	0.991	0.991	-1.609	0.866	-1.485	
frgb	MPa	-0.040	-0.036	-0.040	0.004	-0.248	0.014	

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	279.912	0.000	36.400	142.519	6.460
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	142.519	9.561
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	142.519	22.208
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	142.519	19.197
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	142.519	16.153
Σ	0.009293	1051.822	-169.365	182.000	712.596	73.579
avg	0.001859	210.364	-33.873	36.400	142.519	14.716

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.716 \times 0.0093 = -136.75\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-136.75}{1.5926} + n \cdot \frac{202.93}{1.8816} \cdot y$$

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	1.231	0.991	0.991	-1.609	0.866	-1.485	
frgs	MPa	0.042	0.019	0.021	-0.259	0.049	1.592	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00259874 = 412.609$

$B = 1 + m = 1 + 412.609 = 413.609$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 412.609 \times 0.12 = -48.005\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.274 + 0.888 + 412.609 \times 0.005 + 412.609 \times 0.014$

$= 11.083$

$P = (1383.68 + 1164.50244) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11840002\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1761110.062\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -211030.537\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 112692.904\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13079.623\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 3.239$ MPa

$f_{c2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.267$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.098$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.624$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.188$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.229$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.390$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	3.239	3.267	-6.098	1.624	-5.593	1.440	
fsh2	MPa	-0.188	-0.229	0.390	-0.103	0.357	-0.092	
f2	MPa	3.051	3.038	-5.709	1.521	-5.235	1.348	

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	-1109	1.347	-1494.55	
	강선	gs	11360	-1.004	-11399.28	
합성전 고정하중		bl			4845.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2194.20	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4873.30	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10251 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1109}{0.002514} = 441.185 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11360}{0.0092929} = -1222.429 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12894}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.526	26.730	441.185	-1222.429	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4845.50}{0.96511} \cdot y$$

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			1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fbl	MPa			7.570	-5.483	44.948	-31.470	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2194.20}{1.92548} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fal	MPa	1.238	0.992	1.102	-1.861	6.210	-11.135	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4873.3 + 0}{1.92548} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fll	MPa	2.749	2.202	2.447	-4.134	13.792	-24.730	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.6288} + n \cdot \frac{502.0}{1.9255} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fsh	MPa	0.096	0.040	0.044	-0.633	0.076	3.892	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.50 - 7 \times 6.55 = 140.121$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.91 + -9.41 = 15.50$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.86 + -1.69 = -6.55$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10251}{1.011} + \frac{-12894}{0.87631} \quad -1.004 = 24.910 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4846}{0.96511} \quad -0.968 = -4.861 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2194}{1.92548} \quad -1.484 = -1.691 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -140.121 \times 0.0093 = -1302.132$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1302.132}{1.6288} + n \cdot \frac{1932.266}{1.9255} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
fcr	MPa	0.370	0.154	0.171	-2.438	0.293	14.981	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 441.19\ + 44.95\ + 6.21\ ) \times 0.03 = 14.770\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.770 \times 0.0025 = -37.132\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-37.132}{1.6288} + n \cdot \frac{-32.198}{1.9255} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
frgb	MPa	-0.039	-0.035	-0.039	0.005	-0.239	0.016	

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	279.512	0.000	36.400	140.121	6.580
T2	0.002081	212.528	16.166	36.400	140.121	9.680
T3	0.002081	199.582	-101.246	36.400	140.121	22.328
T4	0.002081	186.495	-61.978	36.400	140.121	19.317
T5	0.002081	173.305	-22.307	36.400	140.121	16.273
Σ	0.009293	1051.822	-169.365	182.000	700.606	74.179
avg	0.001859	210.364	-33.873	36.400	140.121	14.836

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.836 \times 0.0093 = -137.87\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-137.87}{1.6288} + n \cdot \frac{204.58}{1.9255} \cdot y$$

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	1.207	0.967	0.967	-1.633	0.842	-1.509	
frgs	MPa	0.039	0.016	0.018	-0.258	0.031	1.586	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.96510945 / 27804.0636 \times 0.00259874 = 412.609$

$B = 1 + m = 1 + 412.609 = 413.609$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.50783905 - 412.609 \times 0.12 = -48.005$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 2.274 + 0.888 + 412.609 \times 0.005 + 412.609 \times 0.014$

$= 11.083$

$P = (1383.68 + 1167.08112) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11851984$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, ϕ_∞ = 3.800 (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

ϕ_t = 2.400 (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1604318.137$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -191538.070$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 112692.904$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 13079.623$ 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

$= 2.918$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.009$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.554$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.479$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.188$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.229$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.390$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.508	-1.092	1.383	-0.968	
fcr2	MPa	2.918	3.009	-5.554	1.479	-5.094	1.311	
fsh2	MPa	-0.188	-0.229	0.390	-0.103	0.357	-0.092	
f2	MPa	2.730	2.780	-5.164	1.375	-4.736	1.219	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.835

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			-11.526	26.730	441.185	-1222.429	
계				2.279	16.159	441.185	-1222.429	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.303	-5.290	43.360	-30.359	
4	fal	0.266	0.214	0.238	-0.385	1.345	-2.301	
5	fll	2.985	2.403	2.670	-4.328	15.109	-25.857	
6	fsh	0.105	0.047	0.052	-0.642	0.123	3.940	
7	fcr	0.434	0.195	0.217	-2.656	0.508	16.310	
8	frgb	-0.039	-0.036	-0.040	0.004	-0.244	0.013	
9	frgs	0.041	0.019	0.021	-0.252	0.048	1.549	
10	f2	2.787	2.835	-4.908	1.307	-4.501	1.159	
계		6.578	5.676	7.831	3.918	496.933	-1257.974	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-554.570	-554.570	1078.233	2651.469	2434.127	2543.053	±2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	±0.0021
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1274.438	1169.972	1222.328	±1275.187
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 : 0.842

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			-11.526	26.730	441.185	-1222.429	
계				2.279	16.159	441.185	-1222.429	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.616	-6.240	51.153	-35.815	
4	fal	0.506	0.407	0.453	-0.734	2.560	-4.387	
5	fll	2.481	1.997	2.219	-3.601	12.556	-21.515	
6	fsh	0.105	0.047	0.052	-0.642	0.121	3.939	
7	fcr	0.409	0.184	0.204	-2.512	0.475	15.423	
8	frgb	-0.040	-0.036	-0.040	0.004	-0.248	0.014	
9	frgs	0.042	0.019	0.021	-0.259	0.049	1.592	
10	f2	3.051	3.038	-5.709	1.521	-5.235	1.348	
계		6.554	5.656	8.094	3.696	502.617	-1261.829	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-554.570	-554.570	1078.233	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
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 : 0.843

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			-11.526	26.730	441.185	-1222.429	
계				2.279	16.159	441.185	-1222.429	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.570	-5.483	44.948	-31.470	
4	fal	1.238	0.992	1.102	-1.861	6.210	-11.135	
5	fll	2.749	2.202	2.447	-4.134	13.792	-24.730	
6	fsh	0.096	0.040	0.044	-0.633	0.076	3.892	
7	fcr	0.370	0.154	0.171	-2.438	0.293	14.981	
8	frgb	-0.039	-0.035	-0.039	0.005	-0.239	0.016	
9	frgs	0.039	0.016	0.018	-0.258	0.031	1.586	
10	f2	2.730	2.780	-5.164	1.375	-4.736	1.219	
계		7.184	6.148	8.427	2.731	501.560	-1268.070	
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	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-554.570	-554.570	1078.233	2651.469	2434.127	2543.053	2653.027
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-441.185	-441.185	1110.550	1274.438	1169.972	1222.328	1275.187
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	4674.30	30891	0.9651	39.21
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.8804	7.44
프리스트레스 도입직후	-12893.83	30891	0.8763	-119.13
프리스트레스 손실	2238.42	30891	1.8804	9.64
활하중	5051.10	30891	1.8804	21.73

(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	5514.50	30891	0.9651	46.26
합성후 고정하중	858.80	30891	1.8816	3.85
프리스트레스 도입직후	-12893.83	30891	0.8763	-119.13
프리스트레스 손실	2238.42	30891	1.8804	9.64
활하중	4211.90	30891	1.8804	18.13

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

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -119.13) = -35.66 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 39.21 + 7.44 + -109.49)

= 14.81 mm

(4) G2~G5 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -119.13) = -35.66 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 46.26 + 3.85 + -109.49)

= 18.74 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-43.22	-43.22	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-78.88	-78.88	
바닥판 타설 후	-39.67	-32.62	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-7.78	-0.40	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{ps}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	21.79	18.13	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 mm

(1) G1 거더

δv = 21.79 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G5 거더

δv = 18.13 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 28223651.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2339.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	2716.0	mm			
Ap1 =	0.0092929	m^2	=	9292.9 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001463

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1836.1 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 317.9 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 317.9 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.099

qp (=0.099) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 52079.22 kN · m

Φ · Mn (=52079.224) > Mu (=28223.651) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -33104.250 kN · m

fpe = 22.326 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

1.2 · Mcr (=-33104.25) < Φ · Mn (=52079.224) ---------- 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	370.20	1.49
합성후	53.65	7.84
활하중	484.26	31.82

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2535.8 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 11594.4 kN · m

fpe = 22.326 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 80.54 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 × VI = 1592.16 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 230451.12 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 230451.12 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10227715 N = 10227.72 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9816022 / 1010953 = 9.710 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8706882 × 0.2675 = 2328669.89 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10227.7 kN

3) øVc = 0.80 × 10227.7 = 8182.2 kN

1/2 øVc = 4,091.086 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

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 = D16 × 2 EA = 397.2 mm^2 ---------- O.K

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	362.00	199.83
합성후	52.12	36.00
활하중	474.82	245.75

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2463.7 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) = 1594.4 kN · m

fpe = 22.326 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 834.94 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 = 1559.22 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 22479.36 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 22479.36 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4303431.26 N = 4303.43 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9816022 / 1010953 = 9.710 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8706882 × 0.2675 = 2328669.89 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4303.4 kN

3) øVc = 0.80 × 4303.4 = 3442.7 kN

1/2 øVc = 1,721.373 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 ㎜ (0.75H (=1950㎜) 또는 600㎜보다 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	231.03	2953.60
합성후	26.18	386.38
활하중	342.87	3226.10

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1596.0 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) = 11594.4 kN · m

fpe = 22.326 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 11148.09 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 = 1071.54 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1649.41 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 1649.41 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4303431.26 N = 4303.43 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9816022 / 1010953 = 9.710 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8706882 × 0.2675 = 2328669.89 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1649.4 kN

3) øVc = 0.80 × 1649.4 = 1319.5 kN

1/2 øVc = 659.764 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=0mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 105.409 mm^2

Avmin = 105.409 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 93.333 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 221.523 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.085$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.468 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 678600$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.085 \times 678600 = 57681$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 57681 / (2.339 \times 0.80)$

$= 0.062$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.219$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.56136 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 813972$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.219 \times 813972 = 178259.868$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 178259.868 / (2.339 \times 0.80)$

$= 0.191$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 1149.7 \times 1000 / (0.800 \times 2.272) = 0.633$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

$dp = 2.840 - 0.700 = 2.140$ m $\leq 0.8 \times 2.8 = 2.272$ m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 484.3 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.266 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 0.633 + 2.15 x 0.266

= 1.395 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(0.633 + 0.266 + 0.062)

= 1.249 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.062 + 0.191)

= 0.329 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 ㎜ 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

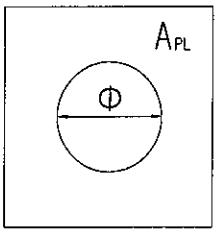
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

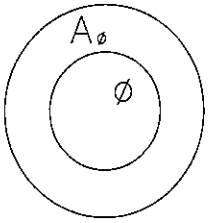
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(m')	AΦ(m')	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,060,000	2,657,469	2,214,671
T3	3,060,000	2,434,127	2,033,133
T4	3,060,000	2,543,053	2,124,116
T5	3,060,000	2,653,027	2,215,973

* 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	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/15연선	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	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T3	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T4	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T5	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	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	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/15연선	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	15.2/15연선	2,651,469	0.107	24.8	33.9	O.K
T3	15.2/15연선	2,434,127	0.107	22.7	33.9	O.K
T4	15.2/15연선	2,543,053	0.107	23.7	33.9	O.K
T5	15.2/15연선	2,653,027	0.107	24.8	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) = 12240000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 12240000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 12240000 × sin 0.13771

= 2861184.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2861184.69 / (0.8 × 300.0) = 14305.9 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 × 2861184.690 = 57223.694 N

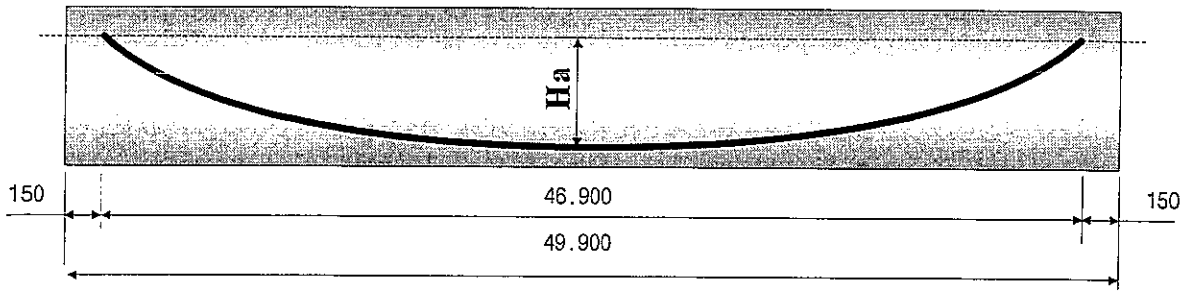
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 57223.694 / 180 = 317.909 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	0.0020805	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0020805	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0020805	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0020805	200000	0.125	49.131	0.01018

16.2 PS강재의 신장량 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장량 (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	-675.00	-554.57	49.130	-120.145
C2	5	-675.00	-554.57	49.130	-120.145
T1	5	1350.00	1078.23	49.449	309.180
T2	4	3060.00	2651.47	49.273	338.165
T3	1	3060.00	2434.13	49.199	324.806
T4	2	3060.00	2543.05	49.151	330.926
T5	3	3060.00	2653.03	49.131	337.282

S4

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

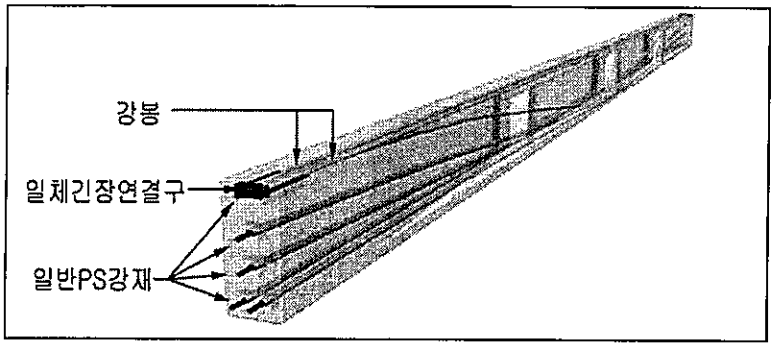
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

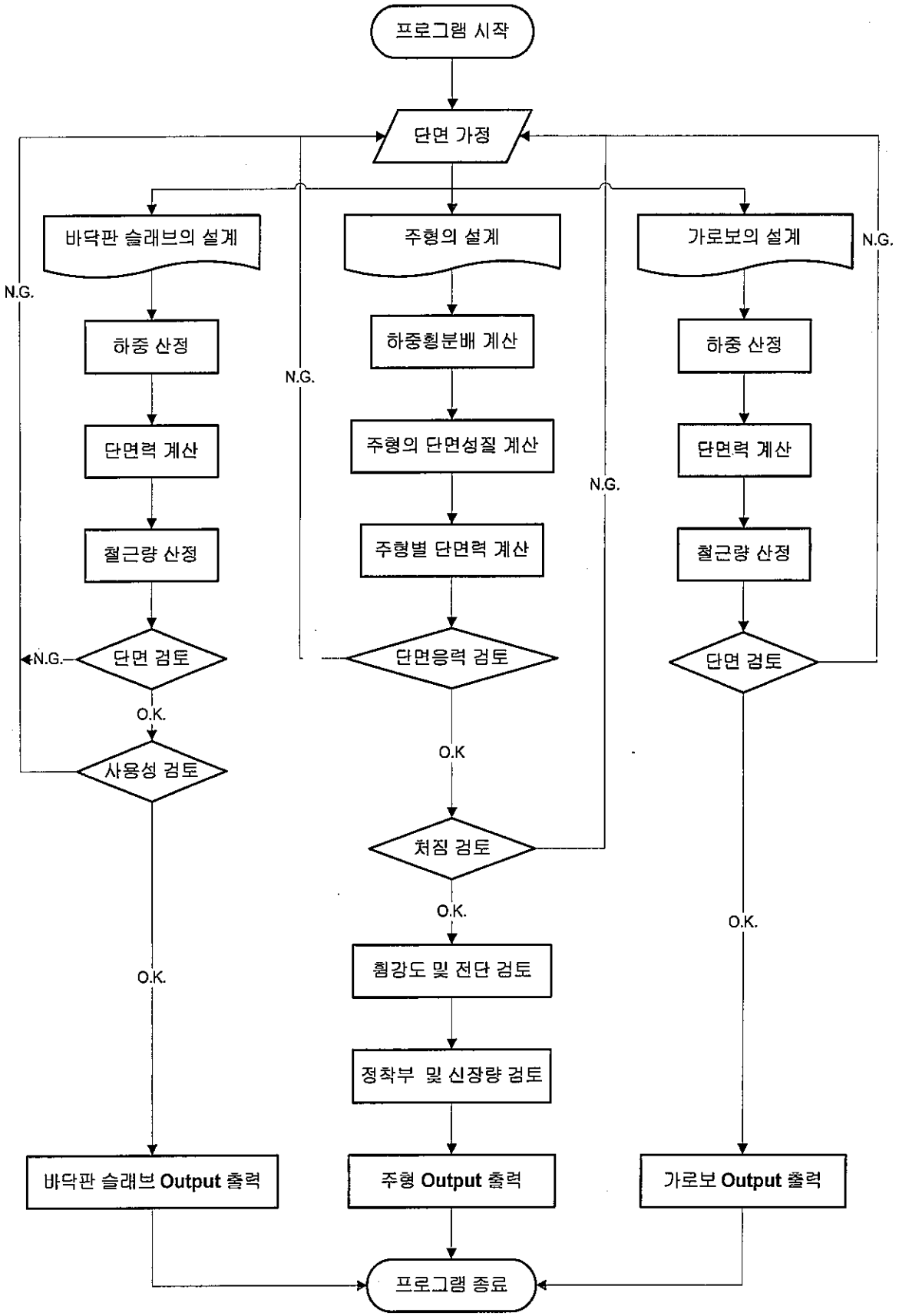
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
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 : 병천천교 오창방향(S4)
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m

(2) 거 더 전 장 : 39.900 m

(3) 설 계 지 간 : 39.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 11.825 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

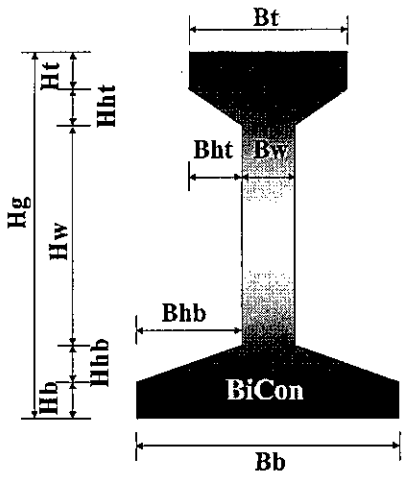
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

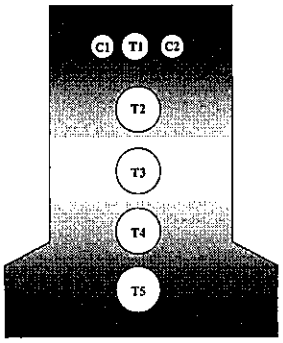
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

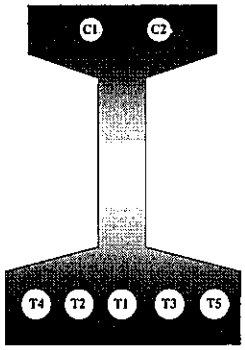
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	17EA	17EA	17EA	0EA
쉬스관의경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 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.

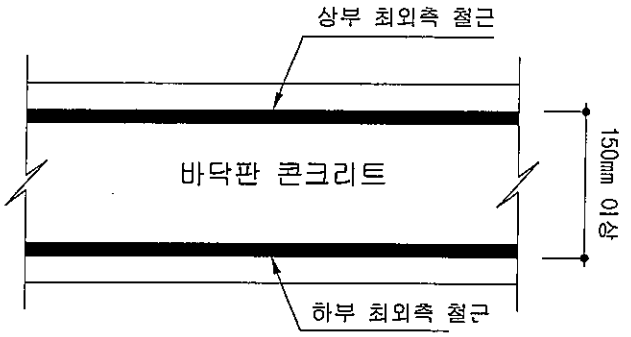
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.600 m / 0.240 m = 6.667 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.600 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27㎫ 이상인 경우 적용한다.

(10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 켄틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

1.058 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.360 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	강도설계법 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

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

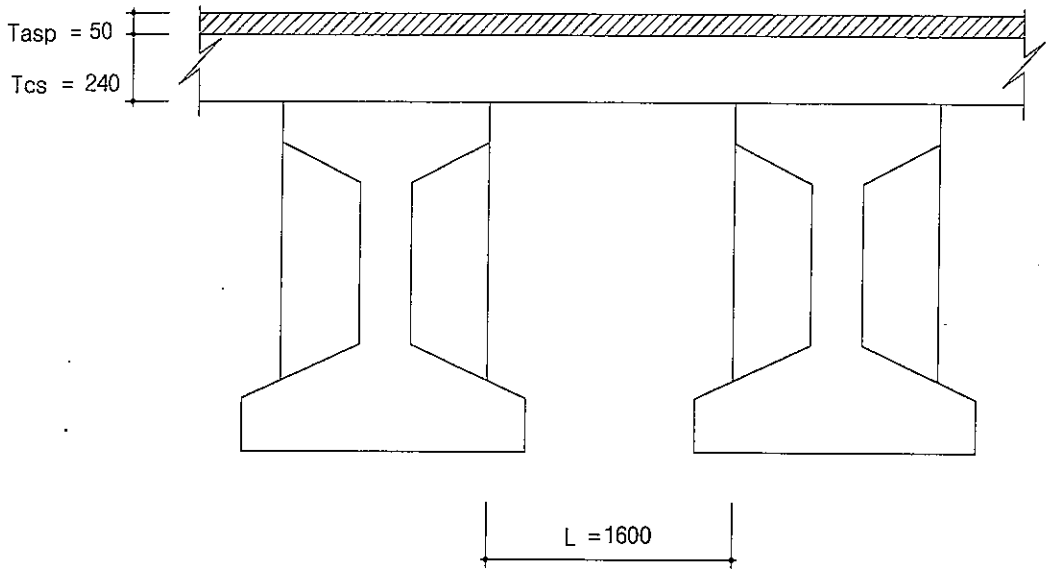
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 켄틸레버인접 중앙지간부 및 쐐기 중앙지간부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.600 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 178.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD) :			7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$M_D = W_D \cdot L^2 / 10 =$ 1.837 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.361 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.6 + 0.6) · 96 / 9.6 = 28.600 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 22.880 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 51.58 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 24.717 kN · m

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 51580000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 51580000.0 = 0 에서

As(req) = 785.408 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0039

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 785.408

② As(min) = 700.000 ∴ As = 785.408 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1047.211

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 64.602 kN · m > Mu = 51.580 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.6 × 1000 / 28 = 57.143 mm

Tcan (240mm) > Tmin (57.143mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 24.717 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 135.437 MPa

Fsmax (=135.437MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 135.44) - 3 × 32.00 = 501.451 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 135.44) = 465.161 mm

Sa는 작은 값인 465.161 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 465.161 mm) ---------- O.K

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 22.880 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 125.37 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 = 526.223 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 526.223 mm^2

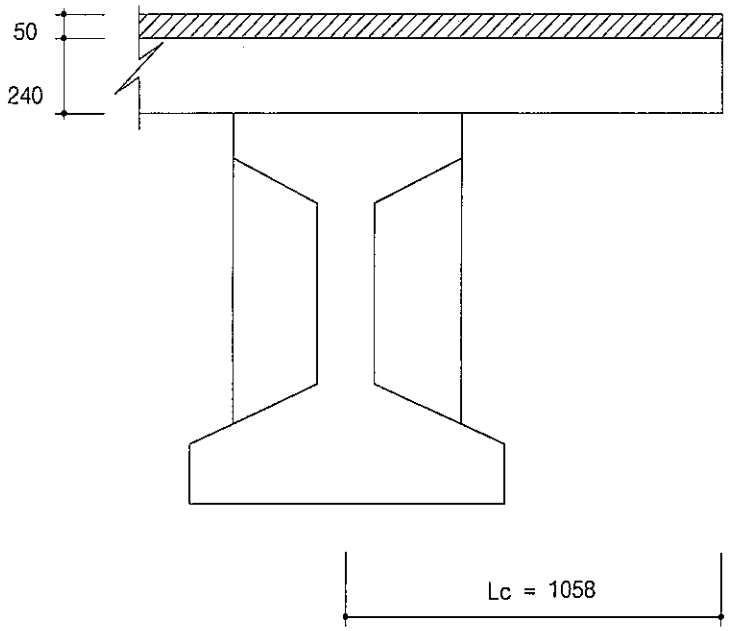
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 526.223 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3 일반 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.358 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L > 0.25 m

Tmin = 80 × L + 230 = 258.64 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 270.000 mm > Tmin = 258.640 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
바닥판	0.158	25.000	3.950	0.329	1.300
헌 치	0.000	25.000	0.000	0.010	0.000
포 장	0.033	23.500	0.773	0.329	0.254
합 계			4.723		1.554

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.426 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.372 > 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 / 1.426) · 0.358 · (1 + 0.300) = 31.322 kN · m

(3) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	1.554	
2	활하중	Ml	31.322	
극한 하중			69.364	1.3MD + 2.15ML(i)
사용 하중			32.876	1.0MD + 1.0ML(i)

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 69364000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0231

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 + 71400 As - 69364000.0 = 0 에서

As(req) = 1014.167 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0048

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1014.167

② As(min) = 735.000 ∴ As = 1014.167 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1352.223

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 108.294 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 108.294 kN · m > Mu = 69.364 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.658 × 1000 / 10 = 65.8 mm

Tcan (270mm) > Tmin (65.8mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 32.876 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00775

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.296

j = 1 - (k / 3) = 0.901

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 106.761 MPa

Fsmax (=106.761MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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

= ## × (## / 106.76) - 3 × 52.00 = 607.629 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 106.76) = 590.103 mm

Sa는 작은 값인 590.103 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 590.103 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 31.322 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 101.72 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 679.492 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 420.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 679.492 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	1.554	
2	활하중	Ml	31.322	
3	충돌하중	Mco	0.000	
4	풍하중	Mw	0.000	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			136.707	
Case 2	1.30		1.30		2.020	
Case 3	1.30	2.60		0.65	83.459	
Case 4	1.30	2.60	1.30		83.459	
Case 5	1.20		1.20	1.20	1.865	
적 용					136.707	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 136706907.8 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0145

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 + 71400 As - 136706907.8 = 0 에서

As(req) = 2097.180 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0100

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 2097.180

② As(min) = 735.000

③ 4/3×As = 2796.240

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2028.334

∴ As = 2097.18 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ----------0.K

4) 설계휨강도

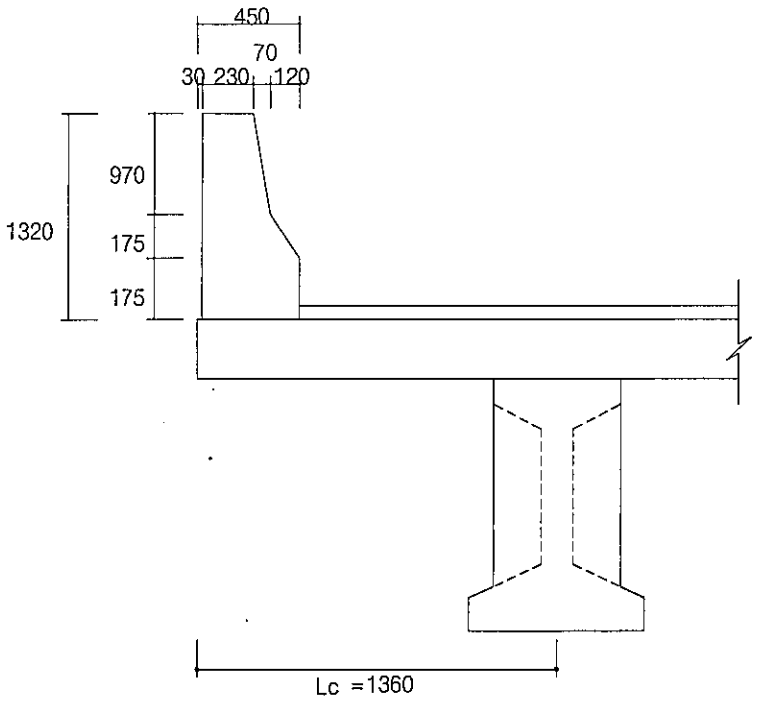
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 155.749 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 155.749 kN · m > Mu = 136.707 kN · m ----------0.K

4.4 캔틸레버 부

4.4.1 단면치수



4.4.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 238.800 mm ---------- O.K

4.4.3 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	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
포 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.308 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 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 / 1.308) · 0.210 · (1 + 0.300) = 20.037 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 4.371°로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.308) · 0.075 = 5.522 kN

Mcf = 5.522 × 1.800 = 9.94 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	9.940	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	69.712	40.524	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	54.611	43.494	
Case 4	52.681	40.524	
Case 5	52.511	43.494	
Case 6	83.014	63.857	
Case 7	44.481	37.068	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	83.014	
사 용 하 중	63.857	

4.4.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 83013706.4 (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 (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 83013706.4 = 0 에서

As(req) = 1459.574 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0081

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1459.574

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1459.574 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1946.099

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 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 = 83.014 kN · m ---------- O.K

4.4.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.96 × 1000 / 10 = 96 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 63.857 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01103

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.341

j = 1 - (k / 3) = 0.886

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 201.675 MPa

Fsmax (=201.675 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 / 201.68) - 2.5 × 52.00 = 260.480 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 201.68) = 312.384 mm

Sa는 작은 값인 260.480 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 260.48 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.037 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 63.281 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.4.6 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 = 977.915 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) = 977.915 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 977.915 mm^2 ---------- O.K

4.4.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 증합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			99.869	
Case 2	1.3		1.3		44.044	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		96.139	
Case 5	1.2		1.2	1.2	44.220	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 99868898.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

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 - 99868898.2 = 0 에서

As(req) = 1786.337 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0099

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1786.337

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2381.783

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2919.148

∴ As = 2919.148 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

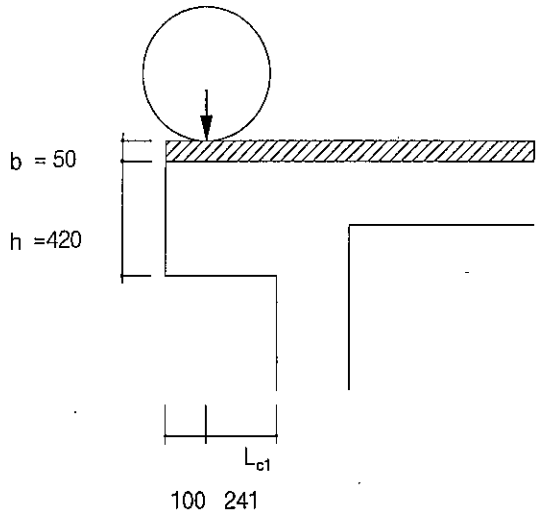
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ ϕ_f · Mn = 153.813 kN · m > Mu = 99.869 kN · m ---------- O.K

4.5. 슬래브 단부 설계

4.5.1 단면치수



4.5.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_c = 0.1 + 0.241 = 0.341 m

Wd = 0.470 x 25 = 11.750 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.683 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.053 ≤ 0.300 ∴ i = 0.053

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.241 + 0.98 = 1.064 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 28.258 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 61.644 kN · m

4.5.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 61643599.5 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 420.00 (mm), b = 1000.0 (mm)

: d = 228.00 (mm), d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa, f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85, k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = As \times fy$ = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

$C = 0.85 \times fck \times a \times b$ = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

$T = C$ 이므로, a = 22.679 mm, c = 22.679 / $\beta 1$

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (228.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0325

$\varepsilon t \geq$ 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)

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a / 2)$

$-2.963\ As^2 + 77520\ As - 61643599.5 = 0$ 에서

As(req) = 820.957 (mm^2)

단면철근비 : $P = As / (b \times d)$ = 0.0036

최대철근비 : $Pmax = 0.714 \times 0.85 \times k1 \times (fck / fy) \times (600 / (600 + fy))$ = 0.0209

최소철근비 : $Pmin = 1.4 / fy$ = 0.0035

① As(req) = 820.957

② As(min) = 798.000 ∴ As = 820.957 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1094.609

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

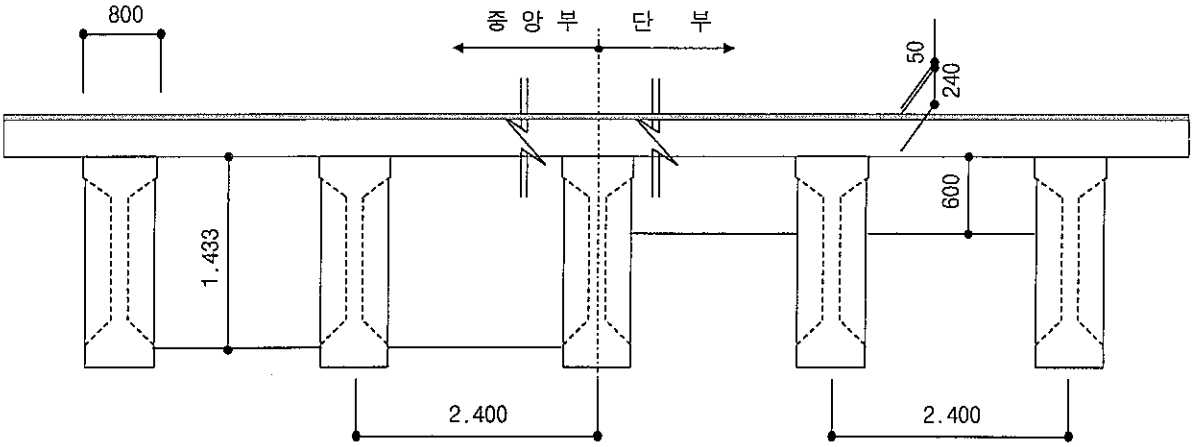
(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 95.852 kN · m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 22.679 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 95.852 kN · m > Mu = 61.644 kN · m ---------- O.K

4.6 가로보의 설계



4.6.1 단부 가로보

1) 가로보제원

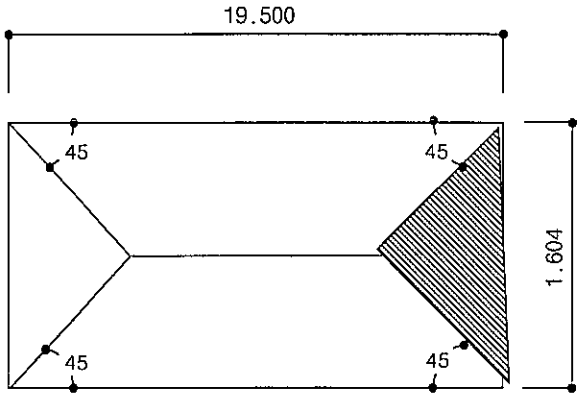
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.400 m

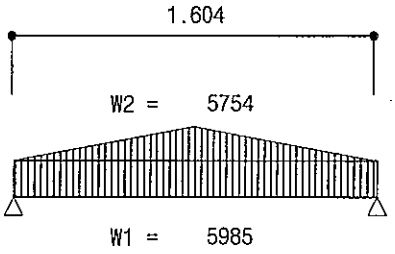
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.400 − 0.800 = 1.600 m

교량사각 : 94.0 ° 가로보 사지간 1.600 ÷ SIN (94.0) = 1.604 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 × 0.802 × 2500 + 0.050 × 0.802 × 2350) × 10 = 5754 N/m

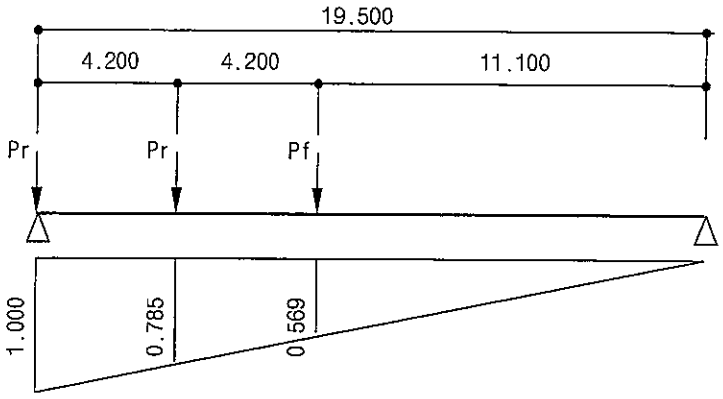
작용 단면력

Rad = 5985 × 1.604 × 1/2 + (1.604 × 5754 × 1/2) × 1/2 = 7107 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5985 \times 1.604^2}{8} + \frac{5754 \times 1.604^2}{12} = 3158 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



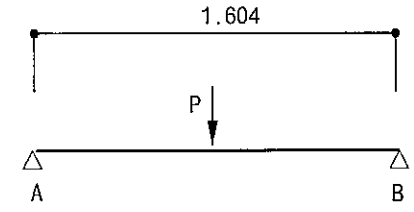
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 \quad < 0.3$$

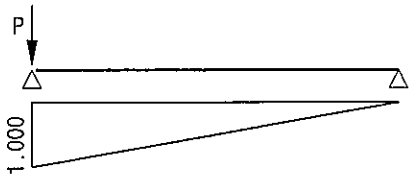
$$P\,(L+i) = \{\ 96.0 \times (\ 1.000 + 0.785\ ) + 24.0 \times 0.569\ )\} \times 1.252 = 231.619\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{231.619 \times 1.604}{4}$$

$$= 92.874 \ kN \cdot m$$



RAl = 231.619 × 1.000 = 231.619 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	3.158	92.874
Vu	kN	7.107	231.619

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 3.158 + 2.150 \times 92.874 = 203.785\ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 7.107 + 2.150 \times 231.619 = 507.220\ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

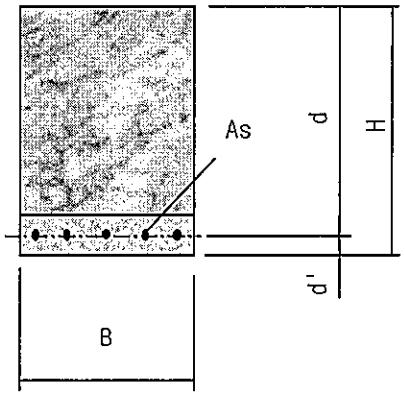
fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 203.785 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

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.167\ As^2 + 196350\ As$

$=$ 203785000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,061.8 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,415.7 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[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 = 203.785 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

$ln / d = 1.604 \div 0.770 = 2.083 < 4$

∴ 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 = 507.220 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 = 507.220 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.083}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.083}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026 \text{ kN}$$

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 507.220 kN O.K.

4.6.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

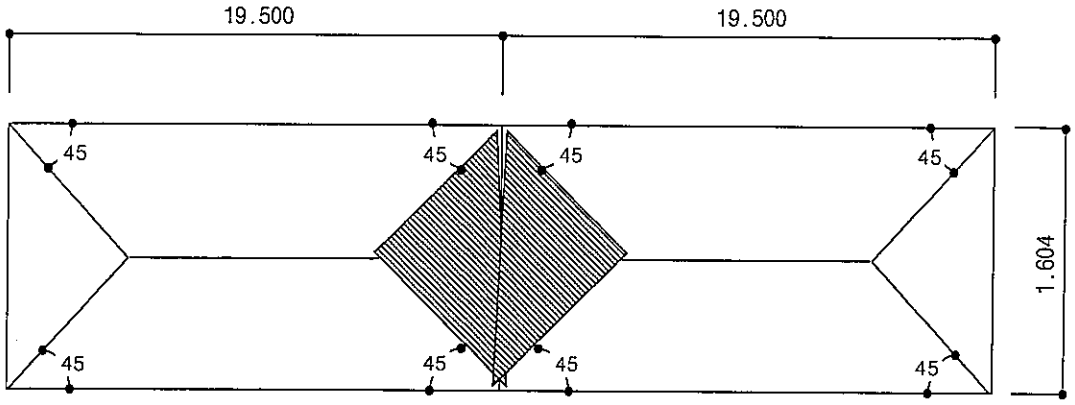
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.400 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.400 − 0.800 = 1.600 m

교량사각 : 94.0 °　　가로보 사지간 : 1.600 ÷ SIN (94.0) = 1.604 m

2)작용하중

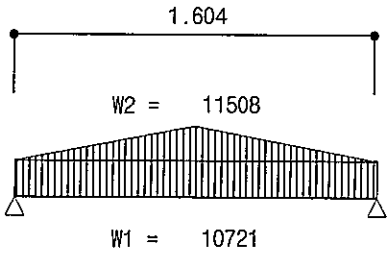
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (94.0) = 0.299 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (94.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10721 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.604 × 2500 + 0.050 × 1.604 × 2350) × 10 = 11508 N/m



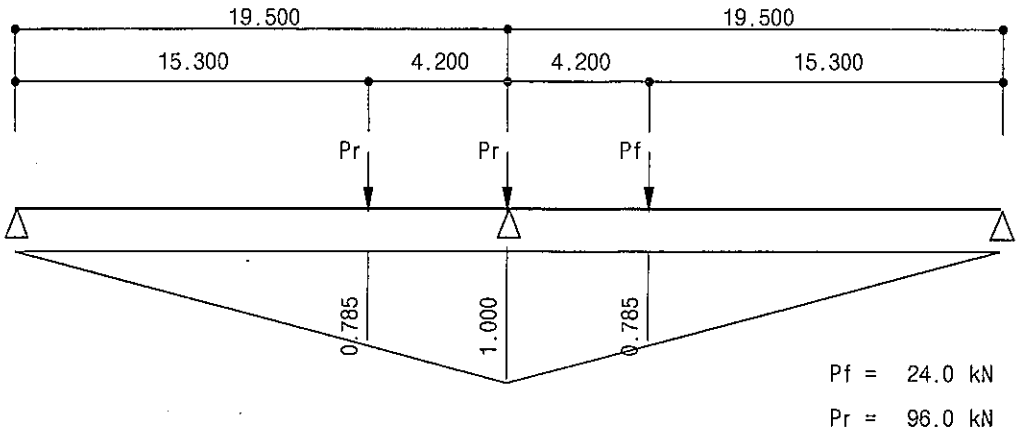
작용 단면력

Rad = 10721 × 1.604 × 1/2 + (1.604 × 11508 × 1/2) × 1/2 = 13212 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10721 \times 1.604^2}{8} + \frac{11508 \times 1.604^2}{12} = 5915 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

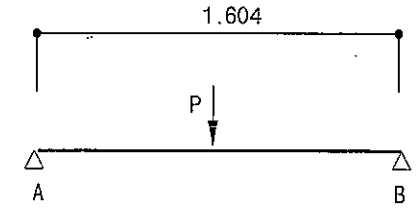
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 \quad < 0.3$$

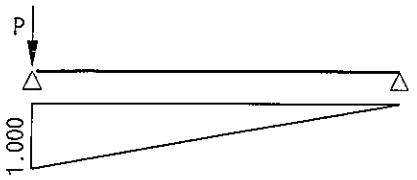
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.785 \} \times 1.252 = 238.150 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.150 \times 1.604}{4}$$

$$= 95.493 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 238.150 \times 1.000 = 238.150 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

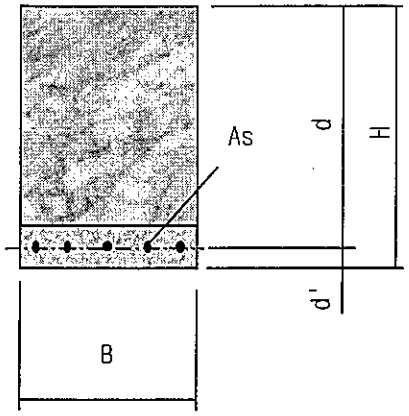
구 분	단 위	단순보 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.915	95.493
Vu	kN	13.212	238.150

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.915 + 2.150 \times 95.493 = 212.999 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 13.212 + 2.150 \times 238.150 = 529.198 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 212.999 kN·m

b = 300.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 212999000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 524.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 699.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 212.999 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.604 ÷ 1.603 = 1.001 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 529.198 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 529.198 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.001}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.001}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 529.198 kN O.K.

4.6.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

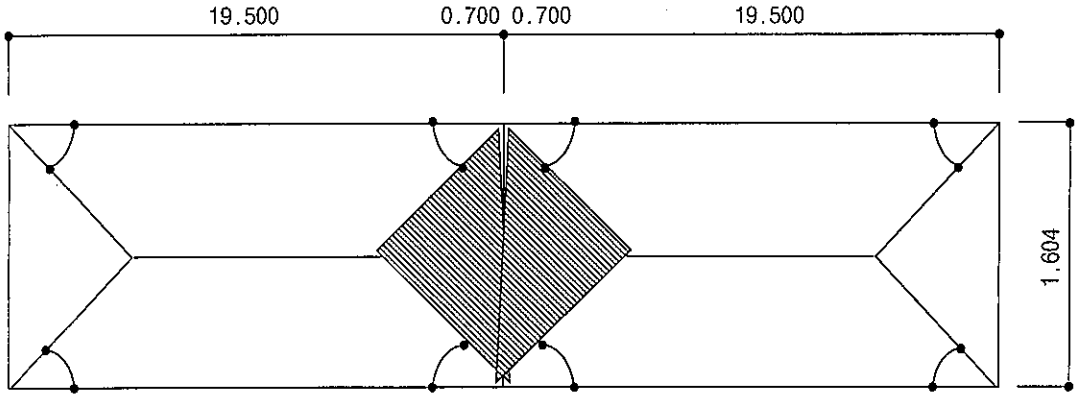
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.400 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.400 − 0.800 = 1.600 m

교량사각 : 94.0 °　　가로보 사지간 : 1.600 ÷ SIN(94.0) = 1.604 m

2)작용하중

(1)고정하중

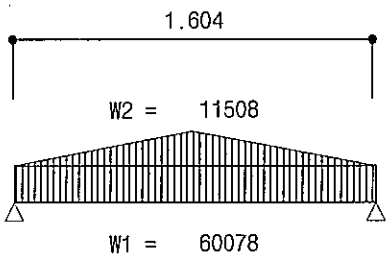


빔　　폭: 1.400 × SIN (94.0) = 1.397 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (94.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 50033 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.604 × 2500 + 0.050 × 1.604 × 2350) × 10 = 11508 N/m



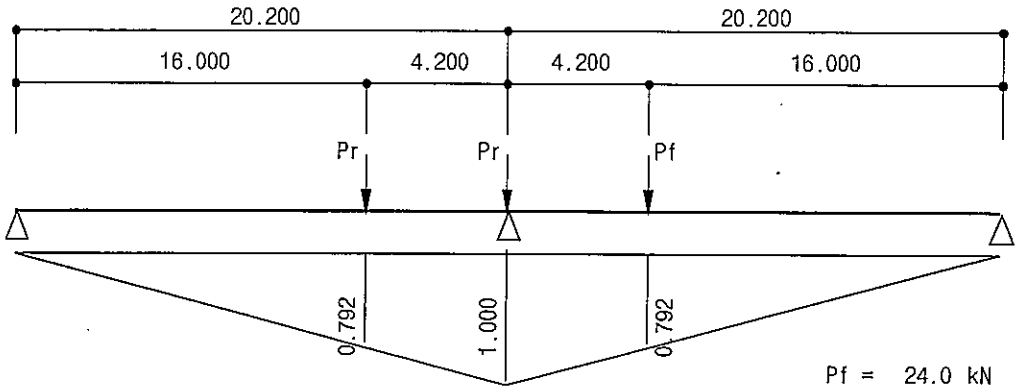
작용 단면력

Rad = 60078 × 1.604 × 1/2 + (1.604 × 11508 × 1/2) × 1/2 = 52794 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60078 \times 1.604^2}{8} + \frac{11508 \times 1.604^2}{12} = 21786 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



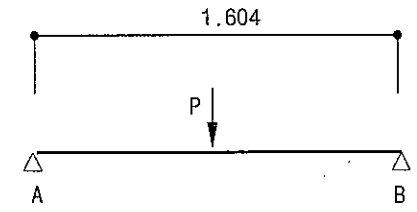
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 20.200}$ = 0.249 < 0.3

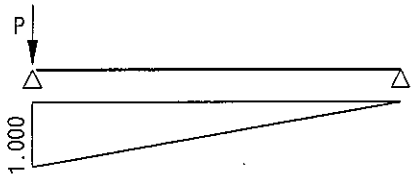
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.792) + 24.0 × 0.792)} × 1.249 = 238.641 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.641 \times 1.604}{4}$$

$$= 95.689 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 238.641 \times 1.000 = 238.641 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	21.786	95.689
Vu	kN	52.794	238.641

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 21.786 + 2.150 \times 95.689 = 234.053 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 52.794 + 2.150 \times 238.641 = 581.710 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 234.053 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-1.190\ As^2 + 408765\ As$

$= 234053000$

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 573.5 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 9,717.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 764.7 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 234.053 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.604 ÷ 1.603 = 1.001 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 581.710 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 581.710 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.001}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.001}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

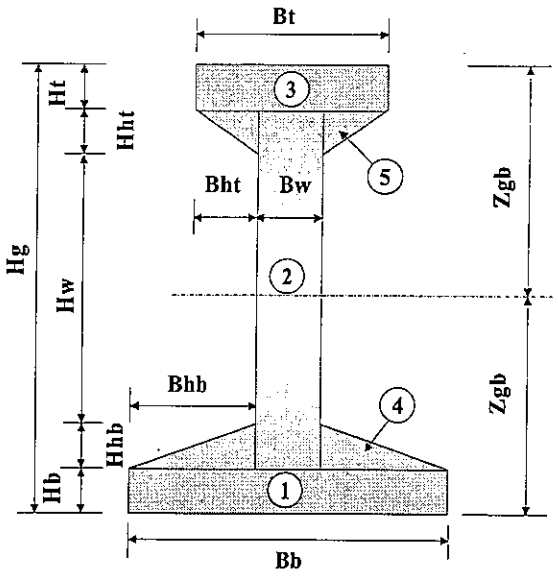
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 581.710 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

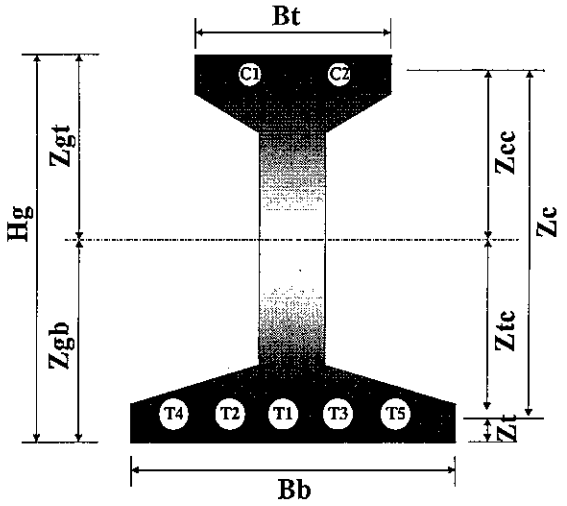


< 단위 : m >

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 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
∑ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.348084 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

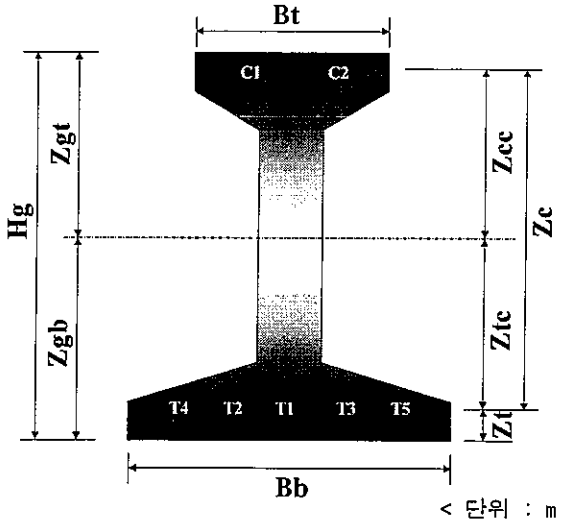
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.332823 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	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	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T3	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T4	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00804	0.1431	0.00115	0.00018	1.402E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 2.0611E-05 m⁴

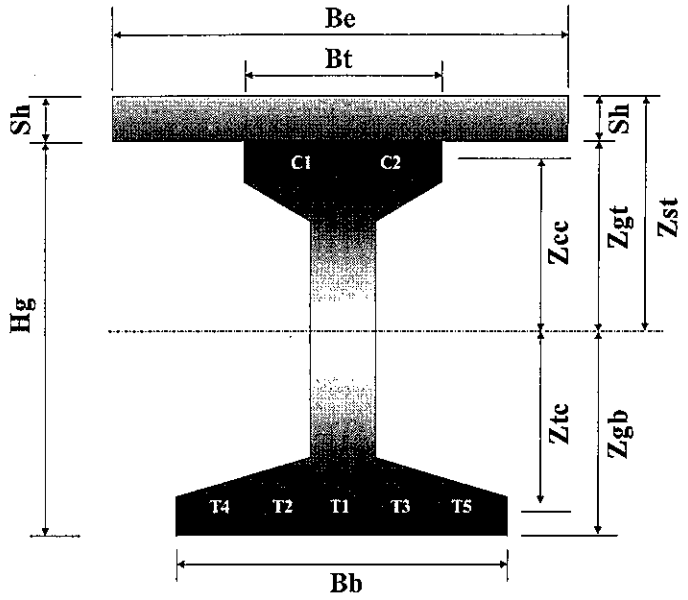
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05208	0.143	0.00745	0.00107	1.334E-04
Σ		0.90678	0.745	0.67528	0.53613	0.332958

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.744702 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.055298 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.930298 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.601598 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb' 0.366205 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.094 m

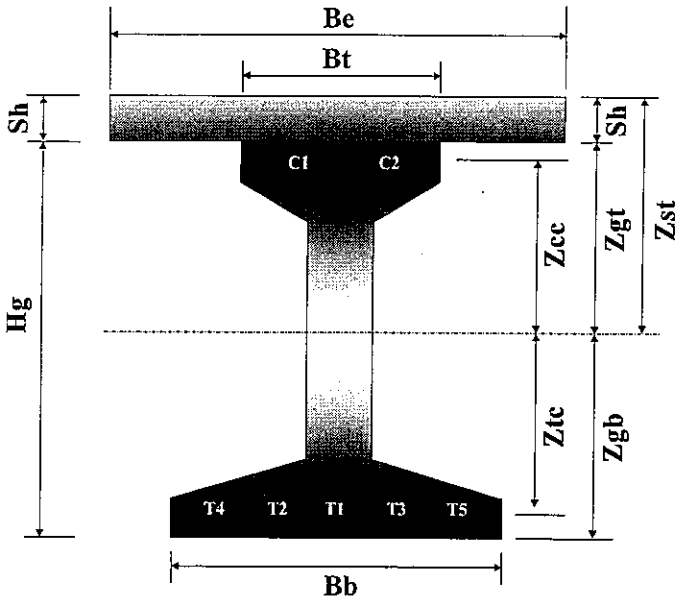
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.344	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.534	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.194	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.194	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.47390	1.920	0.90990	1.74700	0.002275
Σ		1.38068	1.148	1.58518	2.24988	0.368480

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\Sigma(A \times z) / \Sigma A$ = -1.148110 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.651890 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.526890 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.005006 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.891890 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\Sigma Io + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times zgb^2$ = 0.798406 m^4

5.4.2 G2~G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

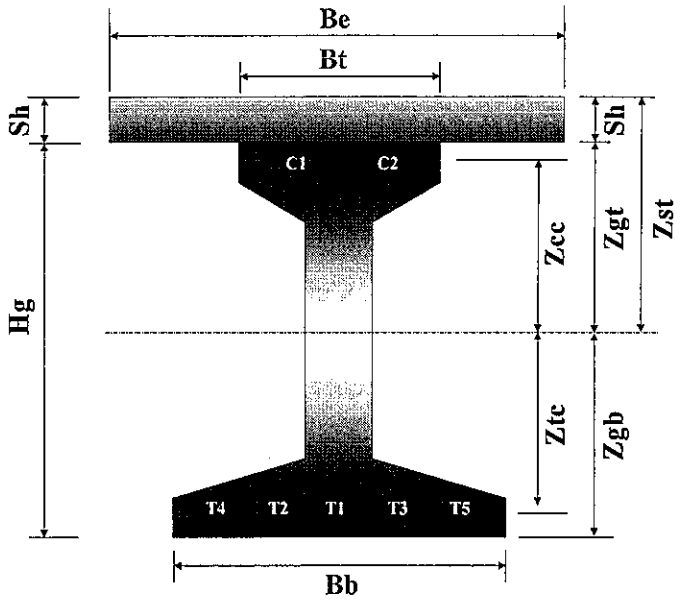
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.400	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.400	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.51840	1.920	0.99533	1.91103	0.002488
Σ		1.42518	1.172	1.67061	2.41391	0.368694

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.172209 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.627791 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.502791 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.029106 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.867791 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 = 0.824304 m^4

5.4.3 G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.331 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.581	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.771	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.431	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.431	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.52510	1.920	1.00818	1.93571	0.002520
Σ		1.43188	1.176	1.68346	2.43860	0.368726

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.175706 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.624294 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.499294 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.032603 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.864294 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.828063 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.38068	0.798406	0.892	0.652	-1.148	0.527	-1.005

5.5.2 G2~G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.42518	0.824304	0.868	0.628	-1.172	0.503	-1.029

5.5.3 G6 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.43188	0.828063	0.864	0.624	-1.176	0.499	-1.033

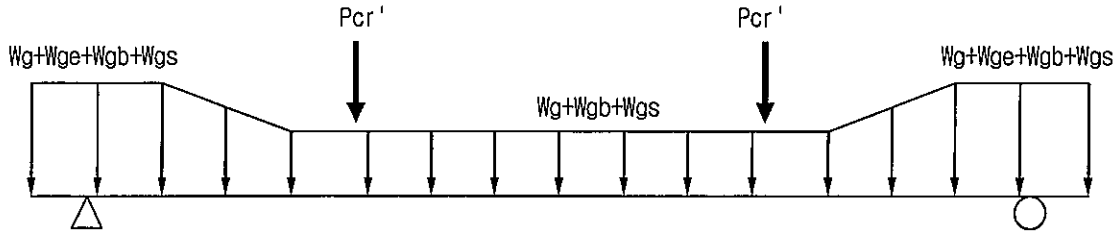
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분		산 출 근 거									
거더본체	(Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강	(Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보	(Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1 × 25000	×	1 EA	=	10005	N
강 봉	(Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선	(Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선	(Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA × 17 EA			=	562	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.194 × 25000 = 13164 N/m

(2) G2~G5 거더 : 0.240 × 2.400 × 25000 = 14400 N/m

(3) G6 거더 : 0.240 × 2.431 × 25000 = 14586 N/m

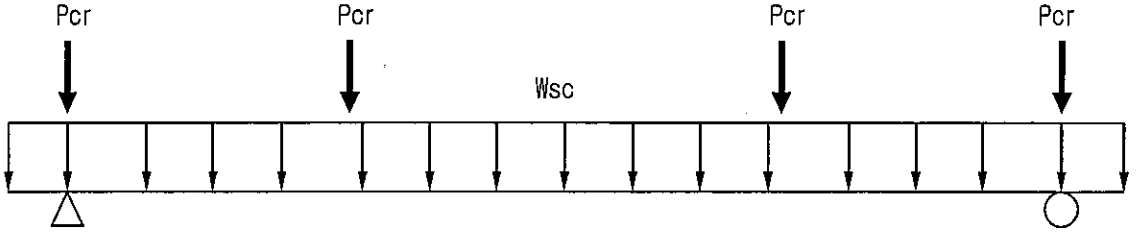
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.20 × 25000 = 12900 N

(2) G2~G5 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.40 × 25000 = 25800 N

(3) G6 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.20 × 25000 = 12900 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

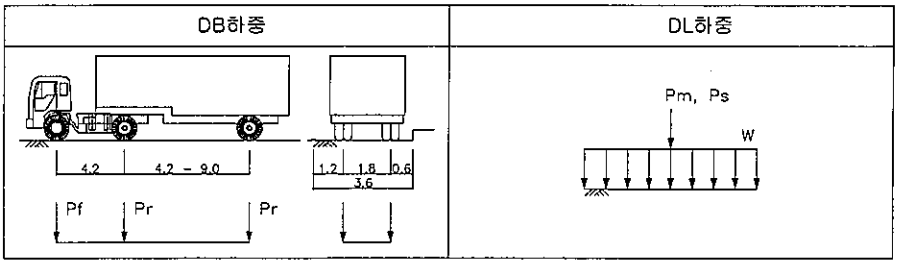
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.826107	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.022887	0.003911
요소 중심간격(V)	2.400	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 5.913m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 10329.076

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.649$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 122.609

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.148$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2×λ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2×σ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

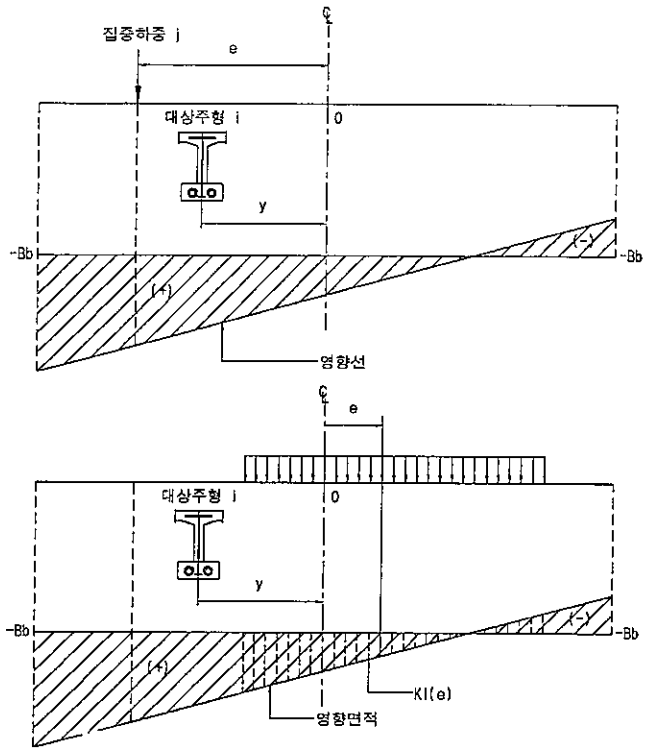
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0)×√(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{ai,j} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 4.918	G2 2.518	G3 0.118	G4 -2.282	G5 -4.681	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-5.912	-0.071	-0.026	0.077	0.306	0.714	1.000
-0.75×Bb	-4.434	-0.038	0.031	0.141	0.320	0.546	1.000
-0.50×Bb	-2.956	-0.001	0.090	0.204	0.327	0.380	1.000
-0.25×Bb	-1.478	0.049	0.155	0.260	0.297	0.239	1.000
0.00×Bb	0.000	0.122	0.224	0.288	0.233	0.132	1.000
0.25×Bb	1.478	0.227	0.289	0.264	0.162	0.058	1.000
0.50×Bb	2.956	0.366	0.323	0.208	0.096	0.007	1.000
0.75×Bb	4.434	0.529	0.319	0.145	0.037	-0.030	1.000
1.00×Bb	5.912	0.689	0.305	0.084	-0.017	-0.061	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 4.918	G2 2.518	G3 0.118	G4 -2.282	G5 -4.681	합계 (Σ)
방호벽(우)	-5.727	-0.067	-0.019	0.085	0.308	0.693	1.000
콘크리트포장	0.225	2.323	2.340	2.329	2.263	2.121	11.375

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 4.918	G2 2.518	G3 0.118	G4 -2.282	G5 -4.681	합계 (∑)
DB1	4.412	1.051	0.636	0.292	0.077	-0.057	2.000
DB2	1.412	0.456	0.562	0.519	0.333	0.130	2.000
DB3	-1.588	0.098	0.301	0.504	0.588	0.509	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 4.918	G2 2.518	G3 0.118	G4 -2.282	G5 -4.681	합계 (∑)
DL1	4.412	0.527	0.320	0.146	0.038	-0.029	1.000
DL2	1.412	0.222	0.286	0.266	0.166	0.061	1.000
DL3	-1.588	0.045	0.150	0.256	0.301	0.248	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	1.051	0.636	0.292	0.077	-0.057	2.000
DB2	0.456	0.562	0.519	0.333	0.130	2.000
DB3	0.098	0.301	0.504	0.588	0.509	2.000
DB12	1.508	1.197	0.812	0.410	0.074	4.000
DB13	1.149	0.937	0.796	0.665	0.452	4.000
DB23	0.554	0.863	1.023	0.921	0.639	4.000
DB123	1.445	1.349	1.184	0.898	0.524	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.527	0.320	0.146	0.038	-0.029	1.000
DL2	0.222	0.286	0.266	0.166	0.061	1.000
DL3	0.045	0.150	0.256	0.301	0.248	1.000
DL12	0.749	0.606	0.411	0.203	0.031	2.000
DL13	0.571	0.469	0.402	0.339	0.219	2.000
DL23	0.267	0.436	0.522	0.467	0.309	2.000
DL123	0.714	0.680	0.601	0.454	0.251	2.700

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	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2627.2	2987.9	2897.5	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	298.8	1180.6	1421.7	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3360.9	2746.6	3255.6		
DL 활하중	3139.0	2544.2	3048.1		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3360.9	2746.6	3255.6		
합 계	10627.0	11255.2	11914.9		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	263.2	293.7	290.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	35.1	116.0	164.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	413.2	395.6	388.7		
DL 활하중	382.6	350.7	359.5		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	413.2	395.6	388.7		
합 계	1187.3	1281.0	1319.6		

8.3 반력종합

8.3.1 S4 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	281.972	325.980	325.980	325.980	310.341	
합성후	29.466	59.007	82.536	114.562	177.356	
ADD	804.640	878.189	901.718	933.744	980.899	
DB1	10.779	44.873	111.858	193.965	268.888	
DB2	62.205	112.185	156.054	160.673	131.332	
DB3	168.799	176.002	145.206	90.751	40.720	
DB12	60.857	154.991	266.894	354.449	399.023	
DB13	167.446	218.782	256.022	284.527	308.432	
DB23	230.999	288.164	301.257	251.423	172.052	
DB123	206.676	297.877	370.879	400.681	395.781	
DL1	11.787	42.739	101.159	171.546	254.874	
DL2	60.261	99.787	137.117	141.990	125.731	
DL3	160.324	156.535	127.727	81.304	39.983	
DL12	60.396	140.174	237.079	313.321	379.244	
DL13	160.449	196.886	227.682	252.632	293.496	
DL23	220.584	256.322	264.840	223.286	165.671	
DL123	198.625	267.029	328.327	355.167	377.274	
ENV	230.999	297.877	370.879	400.681	399.023	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1035.639	1176.066	1272.597	1334.424	1379.921	

8.3.2 S4 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	281.972	325.98	325.98	325.98	310.341	
합성후	29.269	59.617	81.995	115.185	176.861	
ADD	804.443	878.798	901.177	934.367	980.404	
DB1	10.771	45.472	111.493	194.457	268.581	
DB2	62.219	112.707	155.64	160.865	131.133	
DB3	168.884	176.337	144.697	90.744	40.629	
DB12	60.857	156.115	266.129	355.138	398.526	
DB13	167.515	219.719	255.163	285.016	308.043	
DB23	231.098	289.021	300.334	251.607	171.763	
DB123	206.752	299.19	369.733	401.293	395.253	
DL1	11.767	43.418	100.73	172.24	254.371	
DL2	60.269	100.404	136.614	142.295	125.453	
DL3	160.447	156.932	127.106	81.338	39.882	
DL12	60.373	141.477	236.163	314.325	378.474	
DL13	160.541	197.968	226.649	253.365	292.902	
DL23	220.716	257.335	263.716	223.625	165.292	
DL123	198.715	268.558	326.944	356.101	376.480	
ENV	231.098	299.19	369.733	401.293	398.526	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(Σ)	1035.541	1177.988	1270.91	1335.661	1378.929	

8.3.3 S4 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	281.972	325.980	325.980	325.980	310.341	
합성후	29.466	59.007	82.536	114.562	177.356	
ADD	804.640	878.189	901.718	933.744	980.899	
DB1	282.557	194.973	106.316	39.800	9.311	
DB2	142.481	165.570	152.986	105.714	55.798	
DB3	46.137	97.190	149.516	172.075	156.401	
DB12	423.779	360.364	258.162	143.323	51.760	
DB13	327.453	291.964	254.688	209.660	152.359	
DB23	188.588	262.731	302.475	277.785	212.197	
DB123	422.937	411.793	366.916	283.857	187.336	
DL1	267.077	173.180	96.881	38.481	10.080	
DL2	135.737	146.801	134.452	94.162	54.380	
DL3	45.021	86.839	131.296	152.448	149.230	
DL12	401.399	319.786	230.054	130.172	51.661	
DL13	310.689	259.854	226.872	188.464	146.551	
DL23	180.758	233.644	265.754	246.647	203.620	
DL123	401.789	365.975	325.216	254.369	180.816	
ENV	423.779	411.793	366.916	283.857	212.197	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1228.419	1289.982	1268.634	1217.601	1193.096	

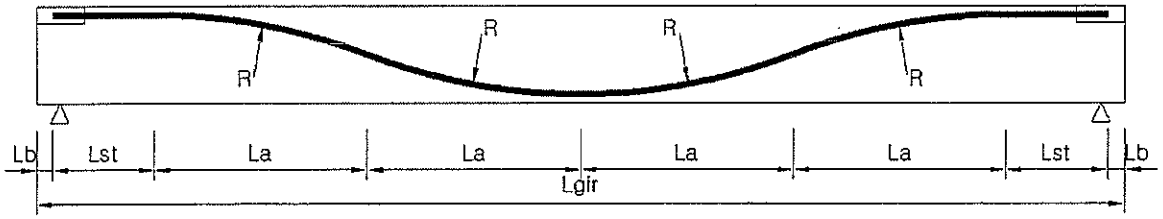
8.3.4 S4 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	281.972	325.98	325.98	325.98	310.341	
합성후	29.269	59.617	81.995	115.185	176.861	
ADD	804.443	878.798	901.177	934.367	980.404	
DB1	282.723	195.125	105.727	39.71	9.281	
DB2	142.548	165.953	152.499	105.741	55.686	
DB3	46.143	97.735	149.117	172.322	156.18	
DB12	424	360.884	257.096	143.231	51.627	
DB13	327.614	292.647	253.71	209.787	152.115	
DB23	188.661	263.659	301.588	278.058	211.864	
DB123	423.142	412.752	365.597	283.996	187.017	
DL1	267.342	173.331	96.19	38.398	10.054	
DL2	135.83	147.258	133.854	94.243	54.247	
DL3	45.017	87.479	130.815	152.827	148.908	
DL12	401.744	320.377	228.778	130.133	51.522	
DL13	310.938	260.628	225.713	188.722	146.222	
DL23	180.847	234.74	264.676	247.106	203.166	
DL123	402.096	367.083	323.635	254.674	180.401	
ENV	424	412.752	365.597	283.996	211.864	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(Σ)	1228.443	1291.55	1266.774	1218.363	1192.267	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

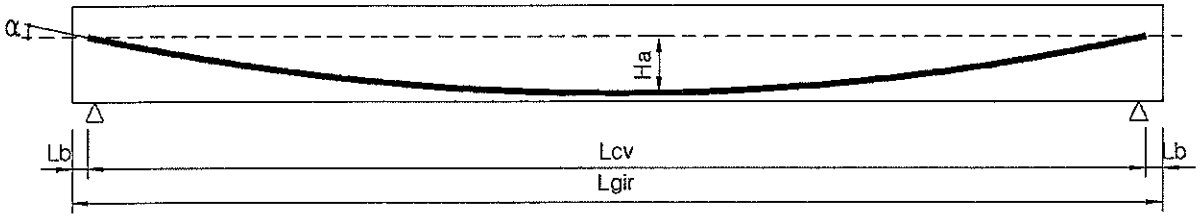
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 191969 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 173863 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

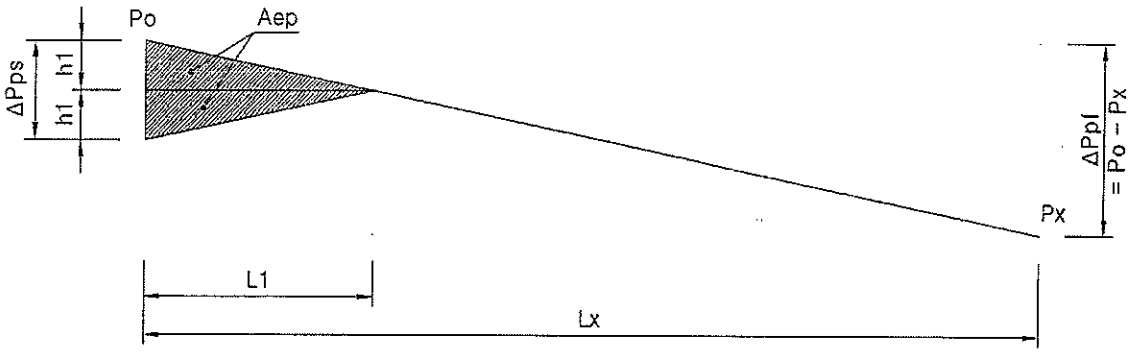
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = Po - Px = $Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	406035
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	366623
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	326695
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : Δ ℓ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = Δ ℓ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep/p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
C2	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
T1	19.636	9776	1165080	10.917	213450	0
T2	19.610	20706	2829480	11.690	484095	0
T3	19.579	18726	2829480	12.292	460363	0
T4	19.566	16697	2829480	13.018	434719	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
- 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) = 3 회
- PS 강연선의 탄성계수(Ept) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(Eci) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $Pr = Po - \Delta Ppf - \Delta Pps$
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 0.83842 m^2 , Inet = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3400000	-406035	0	2993965	-0.639012	4
T3	3400000	-366623	0	3033377	-0.639012	1
T4	3400000	-326695	0	3073305	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.340	14.680	-2.778	11.903	81.892	193.092
T4	7.436	7.244	-2.778	4.467	30.730	72.459
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.244	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-45.060
Σ	22.020	21.925	-8.333	13.592	93.512	220.491

Δfpe의 평균치 : 31.171 MPa

ΔPpe의 평균치 : 73.497 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N·m)
C1	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
C2	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
PS강봉 소계(압축)					-1026137	0.91099	-934798
T1	1200000	-191969	0	0	1008031	-0.48901	-492940
T2	3400000	-406035	0	45060	3039025	-0.63901	-1941975
T3	3400000	-366623	0	-193092	2840285	-0.63901	-1814978
T4	3400000	-326695	0	-72459	3000846	-0.63901	-1917578
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					9888187	-0.61966	-6167470

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2627.20	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			298.78	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3360.90	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2627.20}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			7.571	-5.343	43.208	-27.941	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{298.78}{0.79841} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
fal	MPa	0.300	0.220	0.244	-0.430	1.276	-2.435	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3360.9 + 0}{0.79841} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
fll	MPa	3.379	2.470	2.744	-4.833	14.359	-27.389	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.3807} + n \cdot \frac{294.3}{0.7984} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
fsh	MPa	0.105	0.025	0.028	-0.635	-0.116	3.771	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 4.69 = 155.707$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.32 + -0.38 = -4.69$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2627}{0.36621} \quad -0.602 = -4.316 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{299}{0.79841} \quad -1.005 = -0.376 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -155.707 \times 0.008 = -1252.598$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1252.598}{1.3807} + n \cdot \frac{1258.869}{0.7984} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
fcr	MPa	0.449	0.109	0.121	-2.717	-0.495	16.132	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ + 43.21\ + 1.28\ ) \times\ 0.03\ =\ 13.580\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.580 \times 0.0025 = -34.139\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.139}{1.3807} + n \cdot \frac{-17.988}{0.7984} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
frgb	MPa	-0.040	-0.035	-0.039	0.001	-0.237	-0.013	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	155.707	11.554
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	155.707	11.430
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	155.707	22.700
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	155.707	18.769
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	622.827	64.452
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	155.707	16.113

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.113 \times 0.0080 = -129.62\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-129.62}{1.3807} + n \cdot \frac{130.27}{0.7984} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
frgs	MPa	0.046	0.011	0.012	-0.281	-0.051	1.669	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6621E+11 / 27804.0636 \times 2274739200 = 178.862$

$B = 1 + m = 1 + 178.862 = 179.862$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 178.862 \times 0.12 = -20.408$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 178.862 \times 0.005 + 178.862 \times 0.014$

$= 4.952$

$P = (1383.68 + 1149.28656) / 2 \times (138.7 \times 58)$

$= 10188351$ 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)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1305975.251$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -154773.085$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 89405.656$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10144.462$ 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

$= 2.653$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.858$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.858$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.677$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.158$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.219$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.400$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.114$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.653	2.858	-5.858	1.677	-5.164	1.355	
fsh2	MPa	-0.158	-0.219	0.400	-0.114	0.352	-0.092	
f2	MPa	2.495	2.639	-5.458	1.563	-4.812	1.263	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2987.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1180.60	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2746.60	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2987.90}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.610	-6.076	49.140	-31.778	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1180.60}{0.82430} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
fal	MPa	1.119	0.809	0.899	-1.679	4.662	-9.542	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2746.6 + 0}{0.82430} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
fll	MPa	2.602	1.883	2.092	-3.906	10.846	-22.199	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4252} + n \cdot \frac{294.3}{0.8243} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
fsh	MPa	0.094	0.017	0.019	-0.624	-0.168	3.709	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.35 = 144.116$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.91 + -1.44 = -6.35$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2988}{0.36621} -0.602 = -4.908 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1181}{0.82430} -1.005 = -1.439 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -144.116 \times 0.008 = -1159.353$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1159.353}{1.4252} + n \cdot \frac{1165.157}{0.8243} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
fcr	MPa	0.372	0.067	0.074	-2.470	-0.665	14.684	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ + 49.14\ + 4.66\ ) \times 0.03 = 13.859\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.859 \times 0.0025 = -34.842\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.842}{1.4252} + n \cdot \frac{-18.358}{0.8243} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
frgb	MPa	-0.039	-0.035	-0.038	0.002	-0.231	-0.010	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	144.116	12.134
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	144.116	12.009
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	144.116	23.279
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	144.116	19.349
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	576.463	66.770
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	144.116	16.693

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.693 \times 0.0080 = -134.29\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.29}{1.4252} + n \cdot \frac{134.96}{0.8243} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
frgs	MPa	0.043	0.008	0.009	-0.286	-0.077	1.701	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00252046 = 161.424$

$B = 1 + m = 1 + 161.424 = 162.424$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 161.424 \times 0.12 = -18.316\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 161.424 \times 0.005 + 161.424 \times 0.014$

$= 4.617$

$P = (1383.68 + 1161.68226) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10238211\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1476716.930\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -175483.647\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 92367.395\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10415.720\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.730$ MPa

$f_{C2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.894$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.625$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.897$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.144$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.208$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.413$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.118$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.730	2.894	-6.625	1.897	-5.840	1.533	
fsh2	MPa	-0.144	-0.208	0.413	-0.118	0.364	-0.095	
f2	MPa	2.586	2.687	-6.212	1.780	-5.476	1.438	

10.3 G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2897.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1421.70	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3255.60	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2897.50}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.350	-5.892	47.653	-30.816	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1421.70}{0.82806} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
fal	MPa	1.336	0.965	1.072	-2.019	5.550	-11.478	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3255.6 + 0}{0.82806} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
fll	MPa	3.058	2.209	2.454	-4.622	12.709	-26.283	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4319} + n \cdot \frac{294.3}{0.8281} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
fsh	MPa	0.092	0.016	0.017	-0.622	-0.175	3.700	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.49 = 143.153$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.76 + -1.73 = -6.49$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2898}{0.36621} \quad -0.602 = -4.760 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1422}{0.82806} \quad -1.005 = -1.725 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -143.153 \times 0.008 = -1151.605$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1151.605}{1.4319} + n \cdot \frac{1157.371}{0.8281} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
fcr	MPa	0.363	0.061	0.068	-2.448	-0.689	14.550	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ + 47.65\ + 5.55\ ) \times 0.03 = 13.841\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.841 \times 0.0025 = -34.797\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.797}{1.4319} + n \cdot \frac{-18.334}{0.8281} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
frgb	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.229	-0.009	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	143.153	12.182
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	143.153	12.057
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	143.153	23.327
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	143.153	19.397
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	572.610	66.963
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	143.153	16.741

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.741 \times 0.0080 = -134.67\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.67}{1.4319} + n \cdot \frac{135.35}{0.8281} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
frgs	MPa	0.042	0.007	0.008	-0.286	-0.081	1.702	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00252046 = 161.424$

$B = 1 + m = 1 + 161.424 = 162.424$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 161.424 \times 0.12 = -18.316\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 161.424 \times 0.005 + 161.424 \times 0.014$

$= 4.617$

$P = (1383.68 + 1162.71215) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10242353\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1443711.664\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -171313.553\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 92367.395\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10415.720\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.657$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.841$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.476$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.854$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.144$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.208$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.413$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.118$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.657	2.841	-6.476	1.854	-5.709	1.498	
fsh2	MPa	-0.144	-0.208	0.413	-0.118	0.364	-0.095	
f2	MPa	2.513	2.634	-6.063	1.737	-5.345	1.403	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.831

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.571	-5.343	43.208	-27.941	
4	fal	0.300	0.220	0.244	-0.430	1.276	-2.435	
5	fll	3.379	2.470	2.744	-4.833	14.359	-27.389	
6	fsh	0.105	0.025	0.028	-0.635	-0.116	3.771	
7	fcr	0.449	0.109	0.121	-2.717	-0.495	16.132	
8	frgb	-0.040	-0.035	-0.039	0.001	-0.237	-0.013	
9	frgs	0.046	0.011	0.012	-0.281	-0.051	1.669	
10	f2	2.495	2.639	-5.458	1.563	-4.812	1.263	
계		6.735	5.438	7.195	4.236	461.302	-1264.113	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	±0.0000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.2 G2~G5거더 응력산출

1) G2~G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.840

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.610	-6.076	49.140	-31.778	
4	fal	1.119	0.809	0.899	-1.679	4.662	-9.542	
5	fll	2.602	1.883	2.092	-3.906	10.846	-22.199	
6	fsh	0.094	0.017	0.019	-0.624	-0.168	3.709	
7	fcr	0.372	0.067	0.074	-2.470	-0.665	14.684	
8	frgb	-0.039	-0.035	-0.038	0.002	-0.231	-0.010	
9	frgs	0.043	0.008	0.009	-0.286	-0.077	1.701	
10	f2	2.586	2.687	-6.212	1.780	-5.476	1.438	
계		6.777	5.435	7.424	3.651	466.200	-1271.169	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G6거더 응력산출

1) G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.840

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.350	-5.892	47.653	-30.816	
4	fal	1.336	0.965	1.072	-2.019	5.550	-11.478	
5	fll	3.058	2.209	2.454	-4.622	12.709	-26.283	
6	fsh	0.092	0.016	0.017	-0.622	-0.175	3.700	
7	fcr	0.363	0.061	0.068	-2.448	-0.689	14.550	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.229	-0.009	
9	frgs	0.042	0.007	0.008	-0.286	-0.081	1.702	
10	f2	2.513	2.634	-6.063	1.737	-5.345	1.403	
계		7.366	5.857	7.840	2.760	467.562	-1276.402	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2627.20	30891	0.3662	36.80
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.7984	11.21
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.7984	6.02
활하중	3360.90	30891	0.7984	21.59

(2) G2~G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2987.90	30891	0.3662	41.85
합성후 고정하중	1180.60	30891	0.8243	7.73
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.7984	6.02
활하중	2746.60	30891	0.7984	17.64

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_O = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_O = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 36.80 + 11.21 + -103.43)

= 12.96 mm

(4) G2~G5 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 41.85 + 7.73 + -103.43)

= 14.74 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-42.57	-42.57	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-76.79	-76.79	
바닥판 타설 후	-39.99	-34.94	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-9.80	-6.46	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\Phi 1} + \delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	21.59	17.64	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 21.59 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G5 거더

δv = 17.64 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 16671839.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2400.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	1896.9	mm			
Ap1 =	0.0080446	m^2	=	8044.6 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001767

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1822.8 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 266.2 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 266.2 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.119

qp (=0.119) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 32477.02 kN · m

Φ · Mn (=32477.02) > Mu (=16671.839) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18234.668 kN · m

fpe = 22.321 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-18234.66 < Φ · Mn (=32477.02) ---------- 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	475.80	3.92
합성전	263.15	1.33
합성후	35.12	7.18
활하중	413.20	23.64

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1894.7 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) = 6761.1 kN · m

fpe = 22.321 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 61.89 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1276.13 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 140252.52 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 140252.52 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 8584166 N = 8584.17 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8584.2 kN

3) øVc = 0.80 × 8584.2 = 6867.3 kN

1/2 øVc = 3,433.666 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D16 × 2 EA = 397.2 mm^2 ---------- O.K

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	454.52	251.92
합성전	255.91	141.41
합성후	33.98	26.18
활하중	404.88	217.69

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1838.2 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6761.1 kN · m

fpe = 22.321 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 685.90 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1247.35 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 12841.10 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 12841.10 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3625.3 kN

3) øVc = 0.80 × 3625.3 = 2900.2 kN

1/2 øVc = 1,450.121 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 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	333.96	1806.40
합성전	203.25	1059.70
합성후	25.70	145.55
활하중	345.44	1551.10

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1474.5 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) = 6761.1 kN · m

fpe = 22.321 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 4901.69 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1040.33 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1860.01 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1860.01 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1860.0 kN

3) øVc = 0.80 × 1860.0 = 1488.0 kN

1/2 øVc = 744.005 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=0mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 105.409 mm^2

Avmin = 105.409 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 93.333 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 105.409 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.084$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.48 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 696000$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.084 \times 696000 = 58464$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58464 / (2.4 \times 0.80)$

$= 0.061$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.217$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.576 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 835200$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.217 \times 835200 = 181238.4$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 181238.4 / (2.4 \times 0.80)$

$= 0.189$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 774.1 x 1000 /(0.800 x 1.632) = 0.593 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 413.2 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.316 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.593 + 2.15 x 0.316

= 1.450 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(0.593 + 0.316 + 0.061)

= 1.261 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.061 + 0.189)

= 0.325 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

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

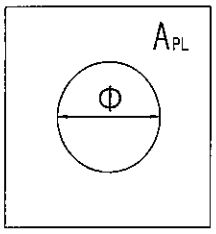
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

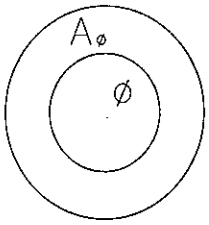
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(㎡)
T2	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,400,000	3,039,025	2,524,219
T3	3,400,000	2,840,285	2,359,145
T4	3,400,000	3,000,846	2,492,507
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T3	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T4	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,039,025	0.115	26.4	31.7	O.K
T3	15.2/17연선	2,840,285	0.115	24.7	31.7	O.K
T4	15.2/17연선	3,000,846	0.115	26.1	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 10200000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 10200000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10200000 × sin 0.12467

= 1847067.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1847067.7 / (0.8 × 300.0) = 9235.3 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 넌갑 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다.
(도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 1847067.700 = 36941.354 N

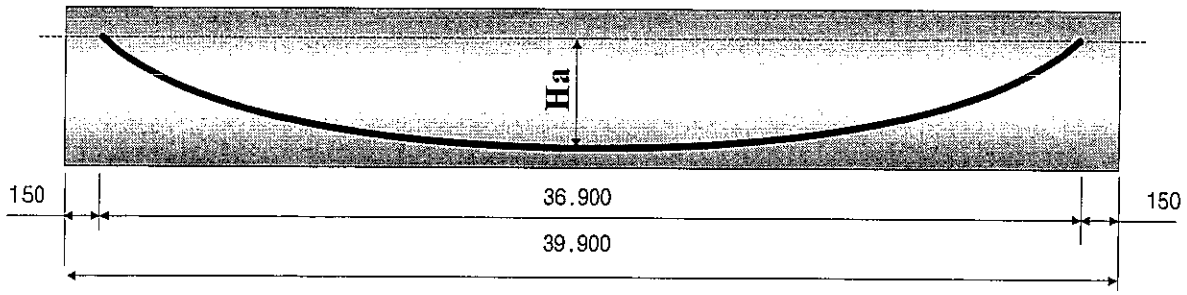
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 36941.354 / 180 = 205.230 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0023579	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0023579	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0023579	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량의 ·

(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	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
C2	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
T1	4	1200.00	1008.03	39.272	223.283
T2	4	3400.00	3039.03	39.219	267.752
T3	1	3400.00	2840.29	39.157	259.080
T4	2	3400.00	3000.85	39.131	265.567
T5	-	-	-	-	-

S5

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

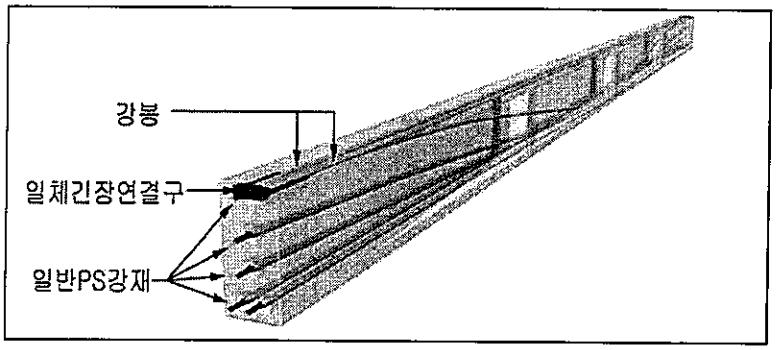
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

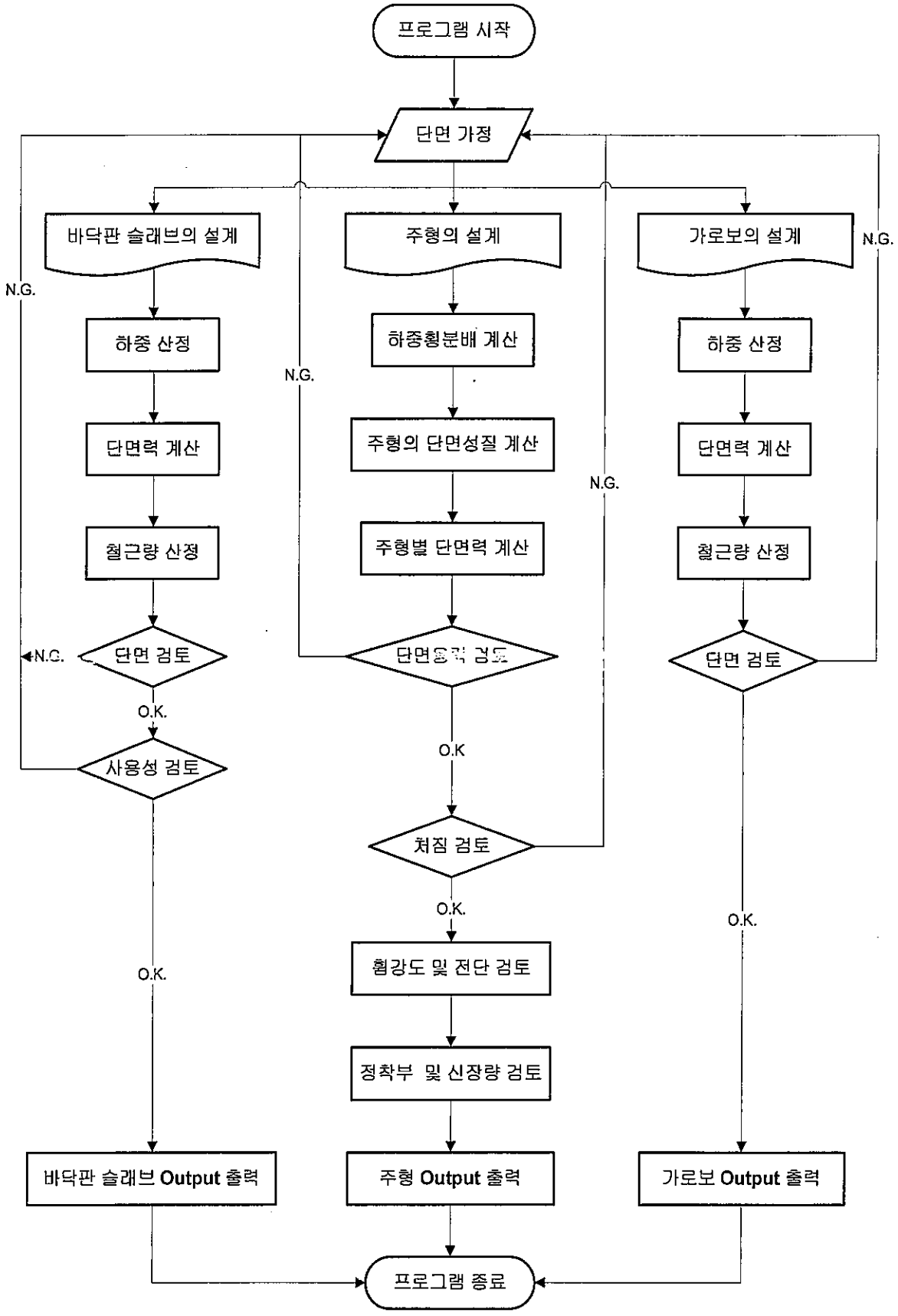
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
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 : 병천천교 오창방향(S5)
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m
(2) 거 더 전 장 : 39.900 m
(3) 설 계 지 간 : 39.000 m
(4) 교 량 폭 원 : 11.825 m
(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조
(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

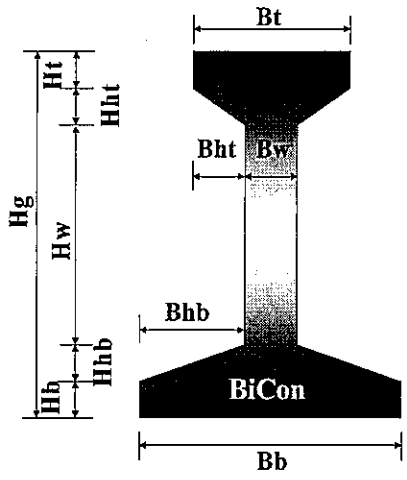
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

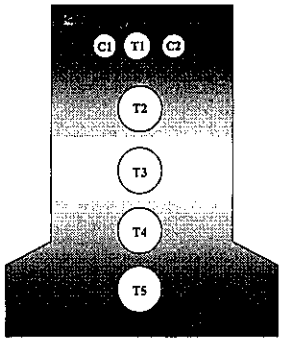
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

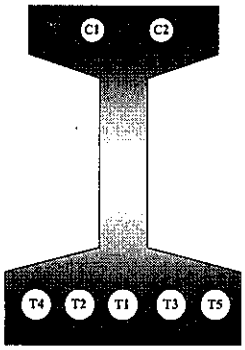
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	17EA	17EA	17EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 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.

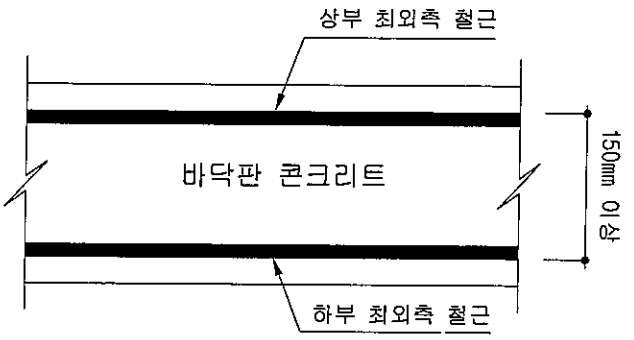
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.600 m / 0.240 m = 6.667 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.600 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

1.058 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.360 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	강도설계법 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 16 @ 200 = 993.000 mm^2

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- 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

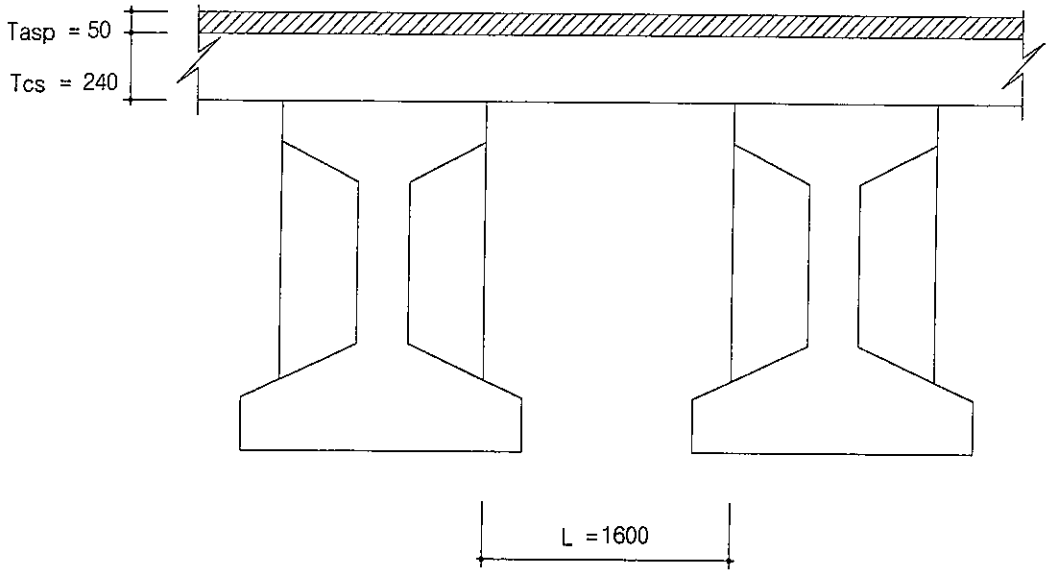
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 켄틸레버인접 중앙지간부 및 쐐기 중앙지간부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.600 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 178.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 =$ 1.837 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.361 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.6 + 0.6) · 96 / 9.6 = 28.600 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 22.880 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 51.58 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 24.717 kN · m

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 51580000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 51580000.0 = 0 에서

As(req) = 785.408 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0039

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 785.408

② As(min) = 700.000 ∴ As = 785.408 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1047.211

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 64.602 kN · m > Mu = 51.580 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.6 × 1000 / 28 = 57.143 mm

Tcan (240mm) > Tmin (57.143mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 24.717 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 135.437 MPa

Fsmax (=135.437MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 135.44) - 3 × 32.00 = 501.451 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 135.44) = 465.161 mm

Sa는 작은 값인 465.161 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 465.161 mm) ---------- O.K

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 22.880 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 125.37 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 = 526.223 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 526.223 mm^2

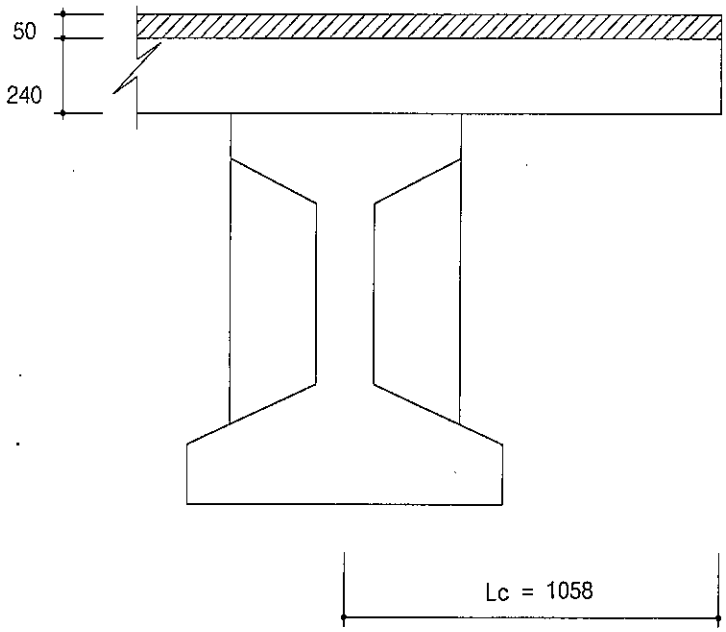
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 526.223 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3 일반 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.358 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L > 0.25 m

Tmin = 80 × L + 230 = 258.64 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 270.000 mm > Tmin = 258.640 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
바닥판	0.158	25.000	3.950	0.329	1.300
헌 치	0.000	25.000	0.000	0.010	0.000
포 장	0.033	23.500	0.773	0.329	0.254
합 계			4.723		1.554

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.426 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.372 > 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 / 1.426) · 0.358 · (1 + 0.300) = 31.322 kN · m

(3) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	1.554	
2	활하중	Ml	31.322	
극한 하중			69.364	1.3MD + 2.15ML(i)
사용 하중			32.876	1.0MD + 1.0ML(i)

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 69364000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0231

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 + 71400 As - 69364000.0 = 0 에서

As(req) = 1014.167 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0048

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1014.167

② As(min) = 735.000 ∴ As = 1014.167 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1352.223

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 108.294 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ φf · Mn = 108.294 kN · m > Mu = 69.364 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.658 × 1000 / 10 = 65.8 mm

Tcan (270mm) > Tmin (65.8mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 32.876 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00775

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.296

j = 1 - (k / 3) = 0.901

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 106.761 MPa

Fsmax (=106.761MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- 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

= ## × (## / 106.76) - 3 × 52.00 = 607.629 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 106.76) = 590.103 mm

Sa는 작은 값인 590.103 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 590.103 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 31.322 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 101.72 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 679.492 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 420.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 679.492 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	1.554	
2	활하중	Ml	31.322	
3	충돌하중	Mco	0.000	
4	풍하중	Mw	0.000	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			136.707	
Case 2	1.30		1.30		2.020	
Case 3	1.30	2.60		0.65	83.459	
Case 4	1.30	2.60	1.30		83.459	
Case 5	1.20		1.20	1.20	1.865	
적 용					136.707	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 136706907.8 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 270.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 210.00 (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 = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (210.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0145

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 + 71400 As - 136706907.8 = 0 에서

As(req) = 2097.180 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0100

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 2097.180

② As(min) = 735.000

③ 4/3×As = 2796.240

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2028.334

∴ As = 2097.18 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ----------0.K

4) 설계휨강도

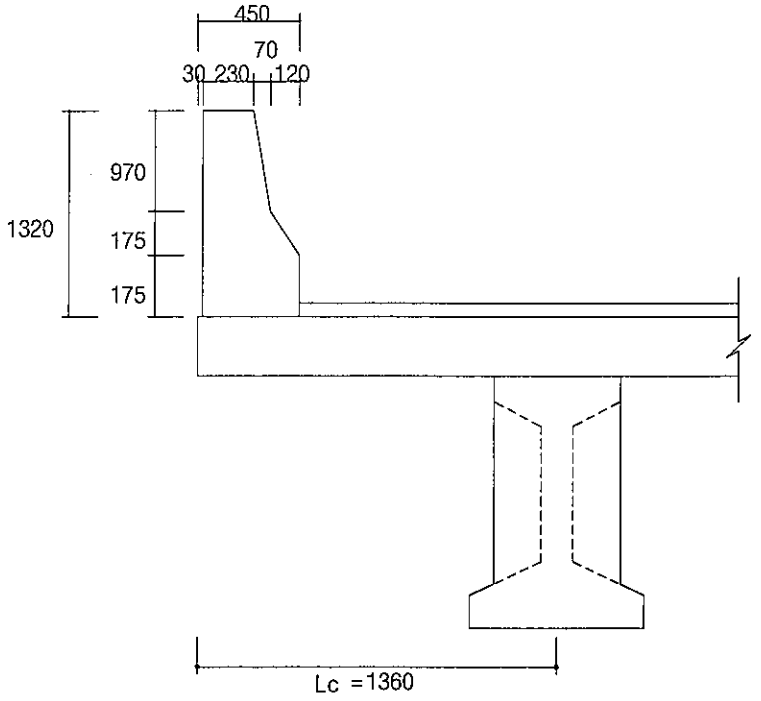
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 155.749 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ ϕ_f · Mn = 155.749 kN · m > Mu = 136.707 kN · m ----------0.K

4.4 캔틸레버 부

4.4.1 단면치수



4.4.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 238.800 mm ---------- O.K

4.4.3 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	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
포 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.308 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 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 / 1.308) · 0.210 · (1 + 0.300) = 20.037 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2 °	3 °
3 또는 4	3 °	4 °
5 이상	4 °	5 °

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 4.371 ° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.308) · 0.075 = 5.522 kN

Mcf = 5.522 × 1.800 = 9.94 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	9.940	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	69.712	40.524	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	54.611	43.494	
Case 4	52.681	40.524	
Case 5	52.511	43.494	
Case 6	83.014	63.857	
Case 7	44.481	37.068	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	83.014	
사 용 하 중	63.857	

4.4.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 83013706.4 (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 (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 83013706.4 = 0 에서

As(req) = 1459.574 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0081

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1459.574

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1459.574 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1946.099

(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

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ φf · Mn = 109.857 kN · m > Mu = 83.014 kN · m ---------- O.K

4.4.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.96 × 1000 / 10 = 96 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 63.857 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01103

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.341

j = 1 - (k / 3) = 0.886

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 201.675 MPa

Fsmax (=201.675 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 / 201.68) - 2.5 × 52.00 = 260.480 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 201.68) = 312.384 mm

Sa는 작은 값인 260.480 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 260.48 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.037 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 63.281 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.4.6 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 = 977.915 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) = 977.915 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 977.915 mm^2 ---------- O.K

4.4.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
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			99.869	
Case 2	1.3		1.3		44.044	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		96.139	
Case 5	1.2		1.2	1.2	44.220	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 99868898.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

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 - 99868898.2 = 0 에서

As(req) = 1786.337 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0099

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1786.337

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2381.783

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2919.148

∴ As = 2919.148 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

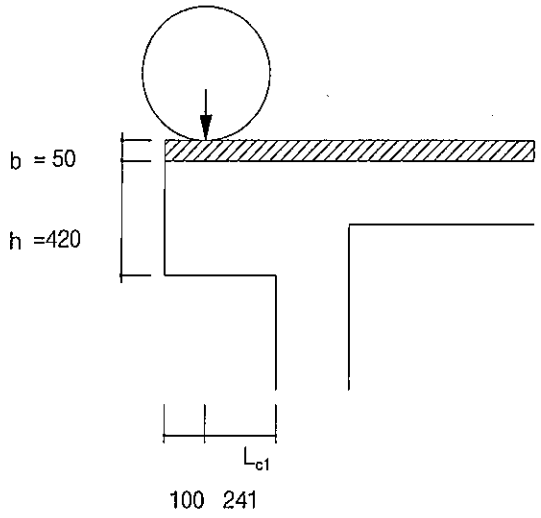
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 153.813 kN · m > Mu = 99.869 kN · m ---------- O.K

4.5. 슬래브 단부 설계

4.5.1 단면치수



4.5.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_c = 0.1 + 0.241 = 0.341 m

Wd = 0.470 x 25 = 11.750 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.683 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.053 ≤ 0.300 ∴ i = 0.053

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.241 + 0.98 = 1.064 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 28.258 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 61.644 kN · m

4.5.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 61643599.5 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 420.00 (mm), b = 1000.0 (mm)

: d = 228.00 (mm), d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa, f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85, k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정 ·

$T = As \times fy$ = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

$C = 0.85 \times fck \times a \times b$ = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

$T = C$·이므로, a = 22.679 mm, c = 22.679 / $\beta 1$

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

$\varepsilon y = fy / Es$ = 400.000 / 200000.000 = 0.002

$\varepsilon t = 0.0030 \times (dt - c) / c$ = 0.003 × (228.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0325

$\varepsilon t \geq$ 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)

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a / 2)$

$-2.963\ As^2 + 77520\ As - 61643599.5 = 0$ 에서

$As(req)$ = 820.957 (mm^2)

단면철근비 : $P = As / (b \times d)$ = 0.0036

최대철근비 : $Pmax = 0.714 \times 0.85 \times k1 \times (fck / fy) \times (600 / (600 + fy))$ = 0.0209

최소철근비 : $Pmin = 1.4 / fy$ = 0.0035

① As(req) = 820.957

② As(min) = 798.000 ∴ As = 820.957 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1094.609

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

$\sum$ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

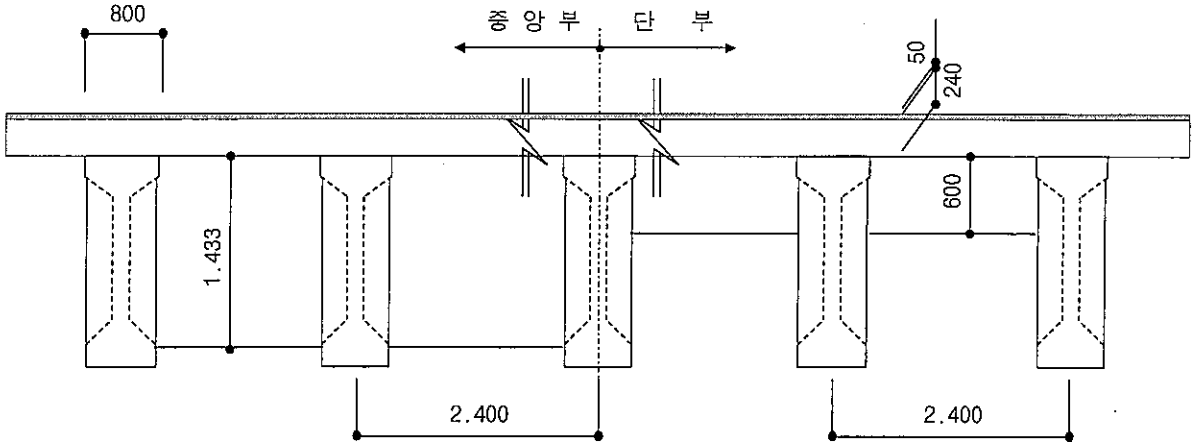
(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 95.852 kN · m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 22.679 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 95.852 kN · m > Mu = 61.644 kN · m ---------- O.K

4.6 가로보의 설계



4.6.1 단부 가로보

1) 가로보제원

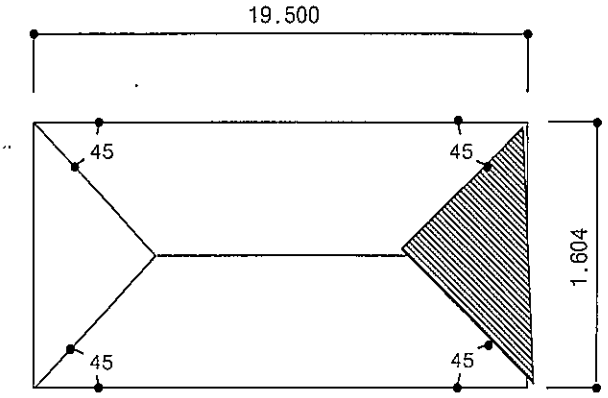
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.400 m

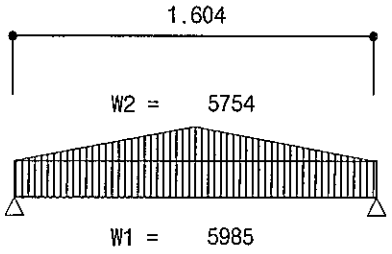
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.400 − 0.800 = 1.600 m

교량사각 : 94.0 ° 가로보 사지간 1.600 ÷ SIN (94.0) = 1.604 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 × 0.802 × 2500 + 0.050 × 0.802 × 2350) × 10 = 5754 N/m

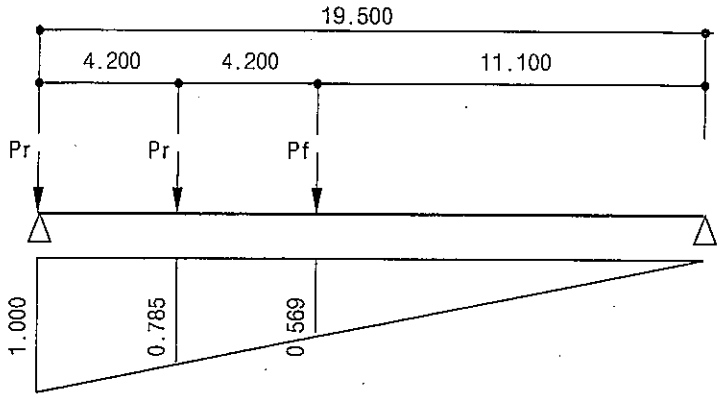
작용 단면력

Rad = 5985 × 1.604 × 1/2 + (1.604 × 5754 × 1/2) × 1/2 = 7107 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5985 \times 1.604^2}{8} + \frac{5754 \times 1.604^2}{12} = 3158 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



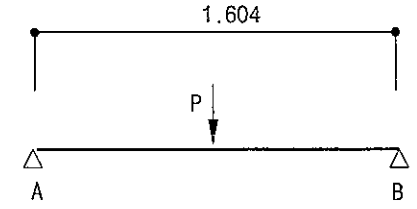
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 \quad < 0.3$$

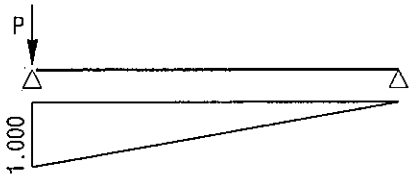
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.569) \} \times 1.252 = 231.619 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{231.619 \times 1.604}{4}$$

$$= 92.874 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 231.619 \times 1.000 = 231.619 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

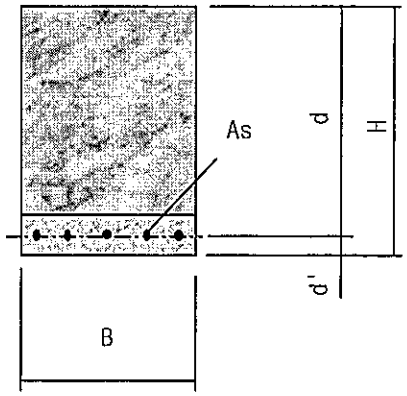
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	3.158	92.874
Vu	kN	7.107	231.619

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 3.158 + 2.150 \times 92.874 = 203.785 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 7.107 + 2.150 \times 231.619 = 507.220 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 203.785 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]

$T = As \times fy = 1520.1 \times 300 = 456030$

$C = 0.85 \times fck \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 400 = 9180 \times a$

T = C 이므로, $a = 49.676$ mm, $c = 49.676 / \beta 1$

$= 49.676 / 0.85 = 42.225$ mm

$\varepsilon y = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015$

$\varepsilon t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (770 - 42.225) / 42.225$

$= 0.0517$

$\varepsilon t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 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

= 203785000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,061.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 1,333.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,415.7 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 385.00 mm > c = a/0.85 = 58.44 mm

Max. a = 0.85 ×c = 327.25 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.68 mm

jd = d - a/2 = 745.16 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 288.844 kN·m > Mu = 203.785 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.604 ÷ 0.770 = 2.083 < 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 = 507.220 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 = 507.220 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + In/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - In/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.083}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.083}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 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 = 507.220 kN O.K.

4.6.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

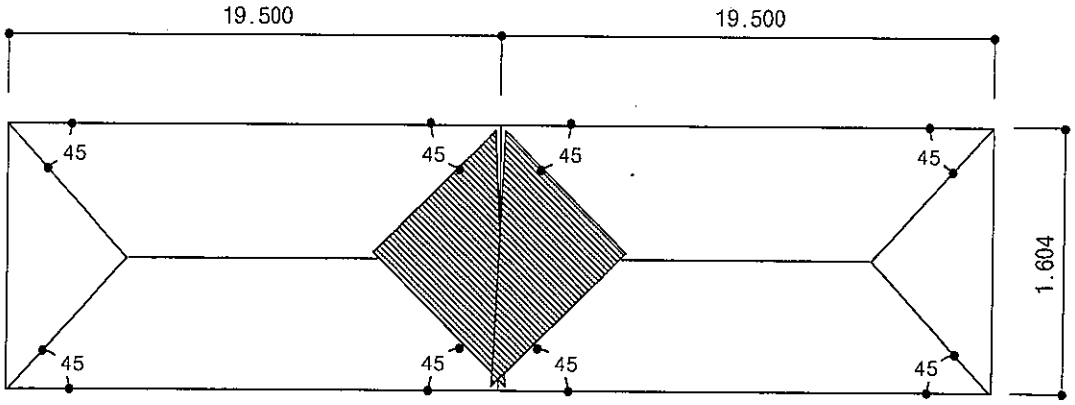
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.400 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.400 − 0.800 = 1.600 m

교량사각 : 94.0 °　　가로보 사지간 : 1.600 ÷ SIN (94.0) = 1.604 m

2)작용하중

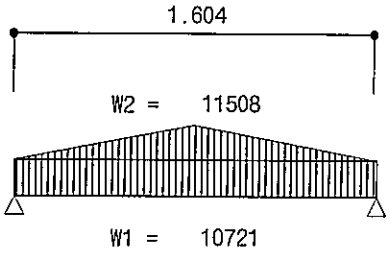
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (94.0) = 0.299 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (94.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10721 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.604 × 2500 + 0.050 × 1.604 × 2350) × 10 = 11508 N/m



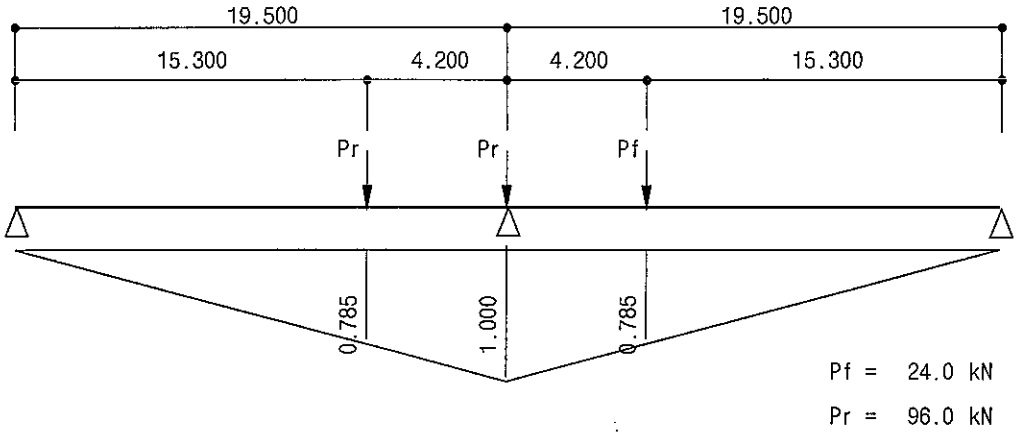
작용 단면력

Rad = 10721 × 1.604 × 1/2 + (1.604 × 11508 × 1/2) × 1/2 = 13212 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10721 \times 1.604^2}{8} + \frac{11508 \times 1.604^2}{12} = 5915 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

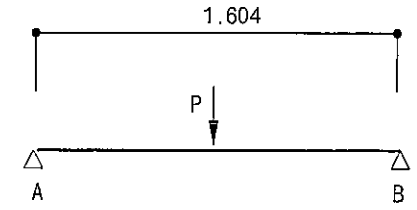
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

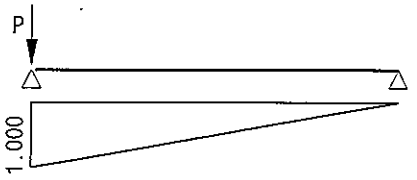
$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.785) + 24.0 \times 0.785)\} \times 1.252 = 238.150 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.150 \times 1.604}{4}$$

$$= 95.493 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 238.150 \times 1.000 = 238.150 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

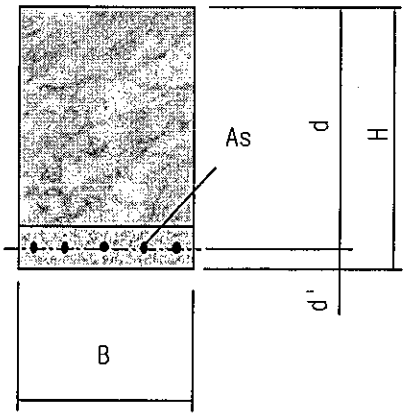
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.915	95.493
Vu	kN	13.212	238.150

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.915 + 2.150 \times 95.493 = 212.999 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 13.212 + 2.150 \times 238.150 = 529.198 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 212.999 kN·m

b = 300.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 212999000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 524.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 699.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 212.999 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.604 ÷ 1.603 = 1.001 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 529.198 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 529.198 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.001}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.001}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 529.198 kN O.K.

4.6.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

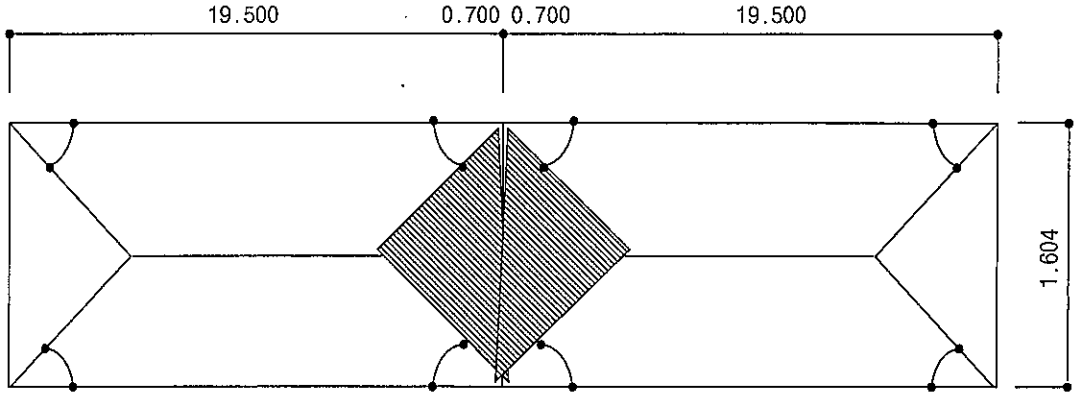
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.400 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.400 − 0.800 = 1.600 m

교량사각 : 94.0 °　　가로보 사지간 : 1.600 ÷ SIN(94.0) = 1.604 m

2)작용하중

(1)고정하중

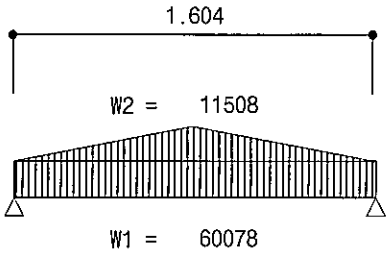


빔　　폭: 1.400 × SIN (94.0) = 1.397 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (94.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 50033 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 1.604 × 2500 + 0.050 × 1.604 × 2350) × 10 = 11508 N/m



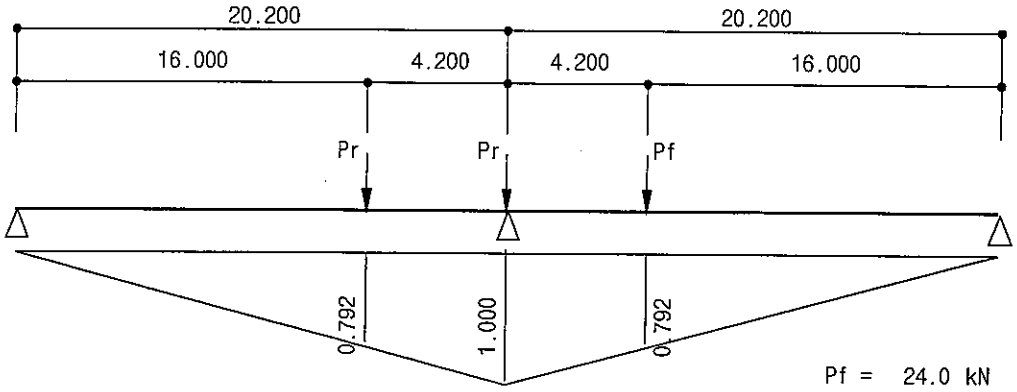
작용 단면력

Rad = 60078 × 1.604 × 1/2 + (1.604 × 11508 × 1/2) × 1/2 = 52794 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60078 \times 1.604^2}{8} + \frac{11508 \times 1.604^2}{12} = 21786 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



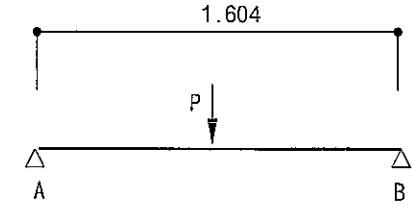
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 20.200} = 0.249 < 0.3$$

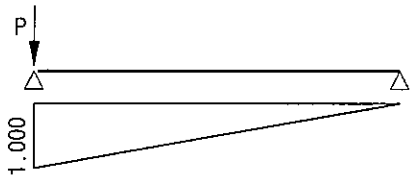
P (L+i) = { 96.0 × (1.000 + 0.792) + 24.0 × 0.792)} × 1.249 = 238.641 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{238.641 \times 1.604}{4}$$

$$= 95.689 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 238.641 \times 1.000 = 238.641 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	21.786	95.689
Vu	kN	52.794	238.641

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 21.786 + 2.150 \times 95.689 = 234.053 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 52.794 + 2.150 \times 238.641 = 581.710 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 234.053 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-1.190\ As^2 + 408765\ As$

= 234053000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 573.5 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 9,717.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 764.7 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 234.053 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 1.604 ÷ 1.603 = 1.001 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 581.710 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 581.710 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.001}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.001}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

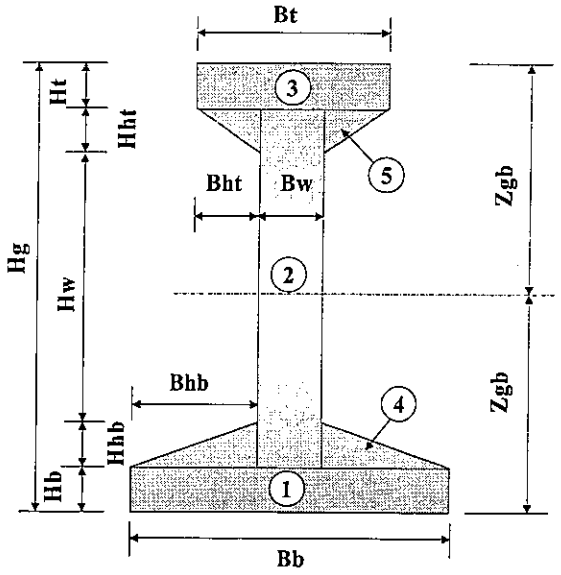
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 581.710 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

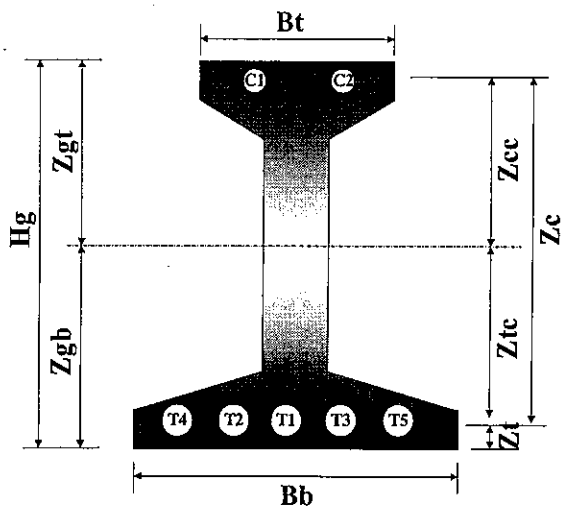


< 단위 : m >

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 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
∑ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.348084 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

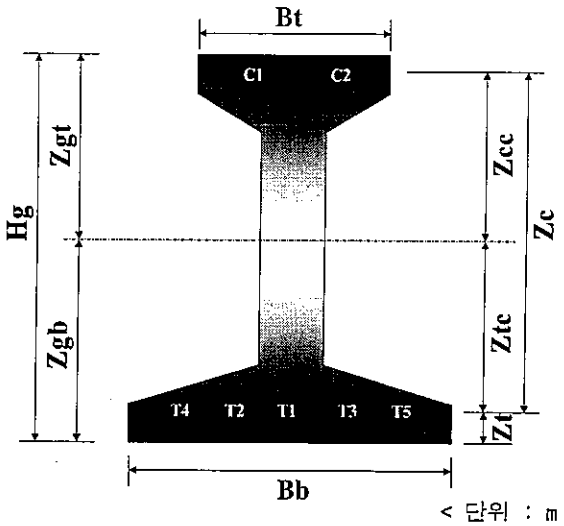
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.332823 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	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	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T3	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T4	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00804	0.1431	0.00115	0.00018	1.402E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 2.0611E-05 m⁴

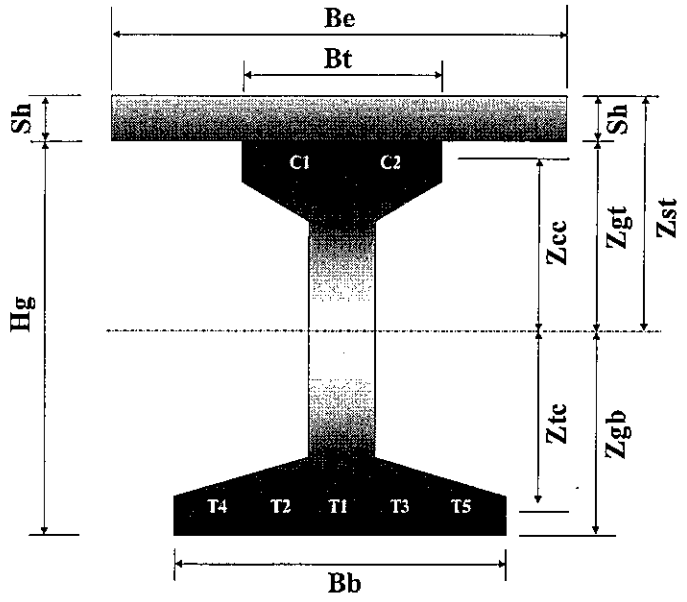
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05208	0.143	0.00745	0.00107	1.334E-04
Σ		0.90678	0.745	0.67528	0.53613	0.332958

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.744702 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.055298 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.930298 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.601598 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.366205 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.094 m

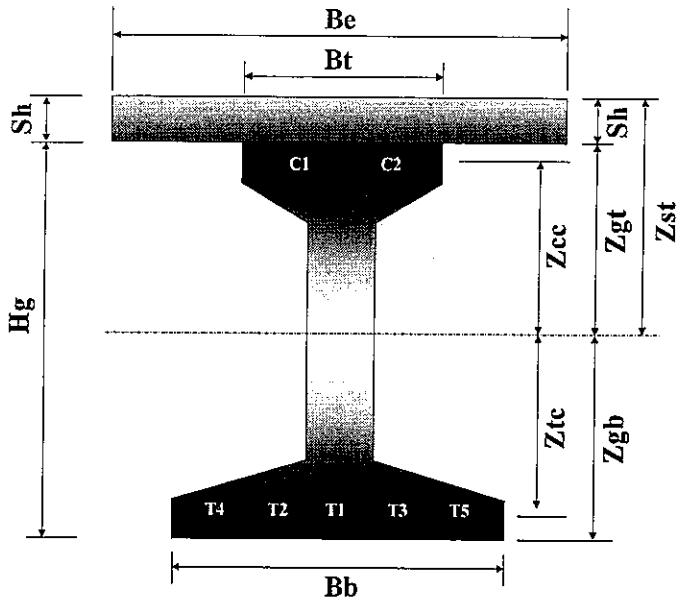
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.344	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.534	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.194	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.194	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.47390	1.920	0.90990	1.74700	0.002275
Σ		1.38068	1.148	1.58518	2.24988	0.368480

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.148110 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.651890 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.526890 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.005006 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.891890 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = Σlo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 = 0.798406 m^4

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

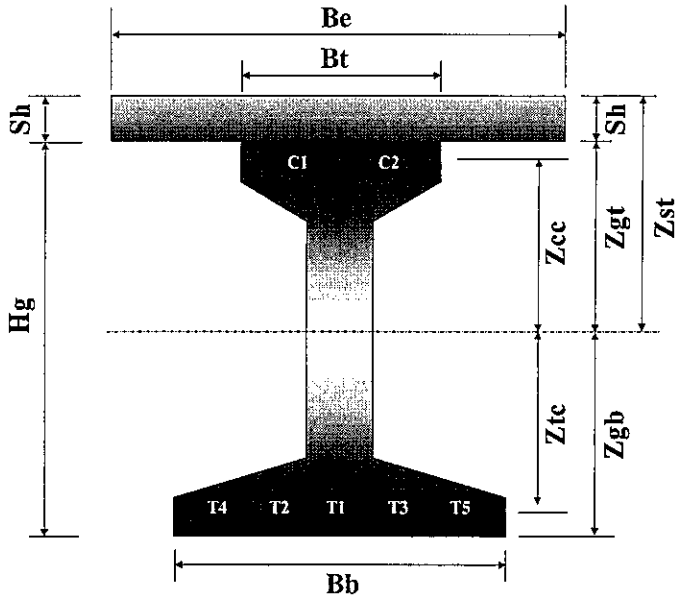
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.400	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.400	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.51840	1.920	0.99533	1.91103	0.002488
Σ		1.42518	1.172	1.67061	2.41391	0.368694

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.172209 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.627791 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.502791 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.029106 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.867791 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.824304 m^4

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.331 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.581	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.771	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.431	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.431	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.52510	1.920	1.00818	1.93571	0.002520
Σ		1.43188	1.176	1.68346	2.43860	0.368726

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.175706 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.624294 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.499294 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.032603 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.864294 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + $\sum(A \times y^2)$ - ∑A×zgb² 0.828063 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.38068	0.798406	0.892	0.652	-1.148	0.527	-1.005

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.42518	0.824304	0.868	0.628	-1.172	0.503	-1.029

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.43188	0.828063	0.864	0.624	-1.176	0.499	-1.033

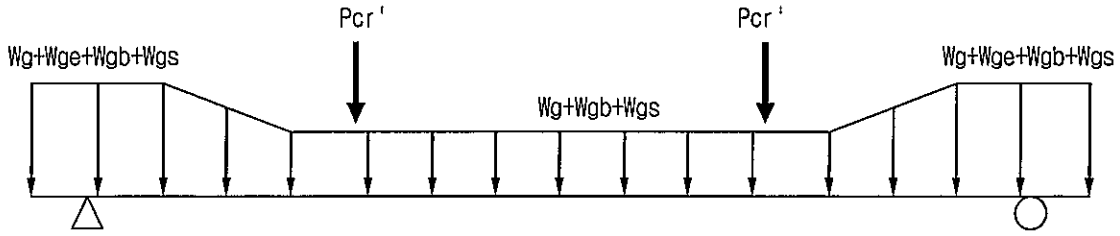
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분		산 출 근 거										
거더본체	(Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000					=	20961 N/m
단부보강	(Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000					=	16675 N/m
가 로 보	(Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1	×	25000	×	1 EA	=	10005 N
강 봉	(Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA					=	204 N/m
T1 강연선	(Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA					=	77 N/m
T2~T4 강연선	(Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA	×	17 EA			=	562 N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.194 × 25000 = 13164 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.400 × 25000 = 14400 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.431 × 25000 = 14586 N/m

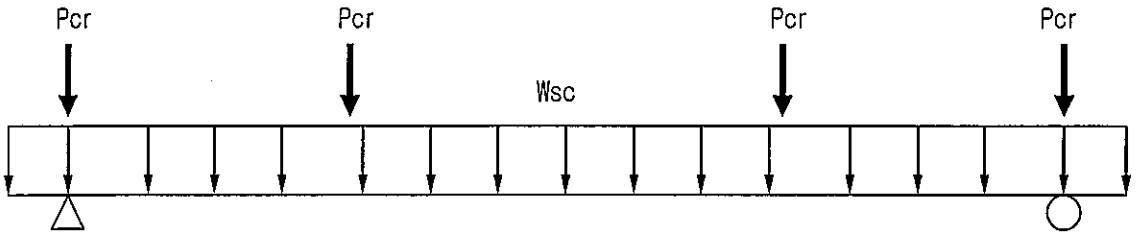
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.20 × 25000 = 12900 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.40 × 25000 = 25800 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.20 × 25000 = 12900 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

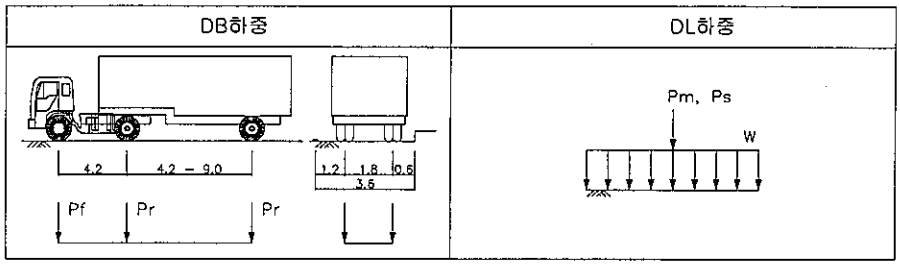
- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.826107	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.022887	0.003911
요소 중심간격(V)	2.400	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 5.913m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 10329.076

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.649$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 122.609

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.148$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2×λ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2×σ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

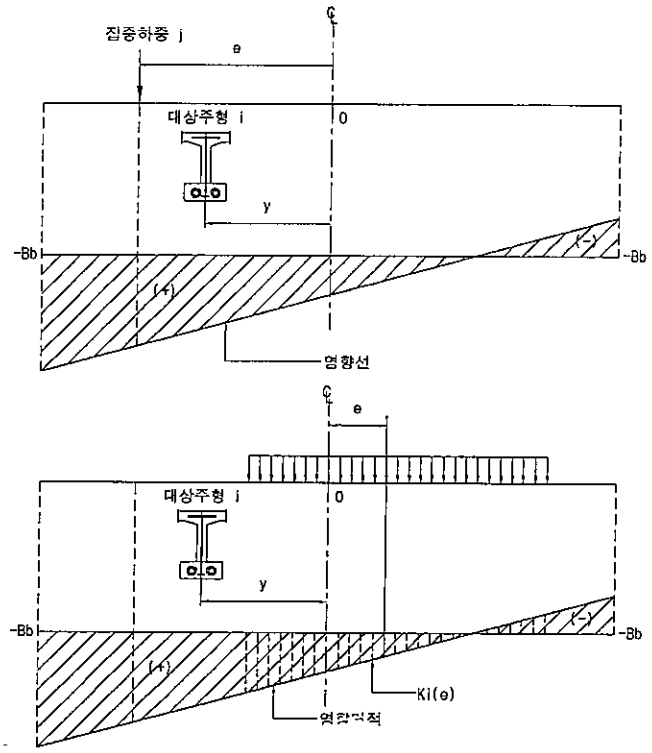
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.
y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 4.918	G2 2.518	G3 0.118	G4 -2.282	G5 -4.681	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-5.912	-0.071	-0.026	0.077	0.306	0.714	1.000
-0.75×Bb	-4.434	-0.038	0.031	0.141	0.320	0.546	1.000
-0.50×Bb	-2.956	-0.001	0.090	0.204	0.327	0.380	1.000
-0.25×Bb	-1.478	0.049	0.155	0.260	0.297	0.239	1.000
0.00×Bb	0.000	0.122	0.224	0.288	0.233	0.132	1.000
0.25×Bb	1.478	0.227	0.289	0.264	0.162	0.058	1.000
0.50×Bb	2.956	0.366	0.323	0.208	0.096	0.007	1.000
0.75×Bb	4.434	0.529	0.319	0.145	0.037	-0.030	1.000
1.00×Bb	5.912	0.689	0.305	0.084	-0.017	-0.061	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 4.918	G2 2.518	G3 0.118	G4 -2.282	G5 -4.681	합계 (Σ)
방호벽(우)	-5.727	-0.067	-0.019	0.085	0.308	0.693	1.000
콘크리트포장	0.225	2.323	2.340	2.329	2.263	2.121	11.375

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 4.918	G2 2.518	G3 0.118	G4 -2.282	G5 -4.681	합계 (Σ)
DB1	4.412	1.051	0.636	0.292	0.077	-0.057	2.000
DB2	1.412	0.456	0.562	0.519	0.333	0.130	2.000
DB3	-1.588	0.098	0.301	0.504	0.588	0.509	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 4.918	G2 2.518	G3 0.118	G4 -2.282	G5 -4.681	합계 (Σ)
DL1	4.412	0.527	0.320	0.146	0.038	-0.029	1.000
DL2	1.412	0.222	0.286	0.266	0.166	0.061	1.000
DL3	-1.588	0.045	0.150	0.256	0.301	0.248	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	1.051	0.636	0.292	0.077	-0.057	2.000
DB2	0.456	0.562	0.519	0.333	0.130	2.000
DB3	0.098	0.301	0.504	0.588	0.509	2.000
DB12	1.508	1.197	0.812	0.410	0.074	4.000
DB13	1.149	0.937	0.796	0.665	0.452	4.000
DB23	0.554	0.863	1.023	0.921	0.639	4.000
DB123	1.445	1.349	1.184	0.898	0.524	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.527	0.320	0.146	0.038	-0.029	1.000
DL2	0.222	0.286	0.266	0.166	0.061	1.000
DL3	0.045	0.150	0.256	0.301	0.248	1.000
DL12	0.749	0.606	0.411	0.203	0.031	2.000
DL13	0.571	0.469	0.402	0.339	0.219	2.000
DL23	0.267	0.436	0.522	0.467	0.309	2.000
DL123	0.714	0.680	0.601	0.454	0.251	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2627.2	2987.9	2897.5	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	299.2	1181.1	1422.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3360.0	2747.0	3255.8		
DL 활하중	3138.0	2544.5	3048.2		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3360.0	2747.0	3255.8		
합 계	10626.5	11256.1	11915.7		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	263.2	293.7	290.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	35.1	116.0	164.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	413.2	395.6	388.7		
DL 활하중	382.5	350.7	359.5		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	413.2	395.6	388.7		
합 계	1187.3	1281.0	1319.6		

8.3 반력종합

8.3.1 S4 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	281.972	325.980	325.980	325.980	310.341	
합성후	29.466	59.086	82.277	114.261	177.837	
ADD	804.640	878.268	901.459	933.443	981.380	
DB1	10.718	44.734	111.679	193.653	269.159	
DB2	62.029	112.247	155.857	160.718	131.494	
DB3	168.501	176.375	144.964	91.048	40.785	
DB12	60.629	154.882	266.527	354.171	399.447	
DB13	167.094	218.985	255.611	284.501	308.759	
DB23	230.526	288.600	300.818	251.764	172.279	
DB123	206.201	298.115	370.331	400.697	396.222	
DL1	11.725	42.599	100.937	171.114	255.351	
DL2	60.045	99.903	136.865	142.007	125.971	
DL3	159.883	157.055	127.436	81.628	40.055	
DL12	60.138	140.111	236.618	312.894	379.952	
DL13	159.966	197.226	227.182	252.511	294.036	
DL23	219.929	256.957	264.297	223.627	165.983	
DL123	197.997	267.439	327.651	355.074	377.976	
ENV	230.526	298.115	370.331	400.697	399.447	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1035.165	1176.383	1271.790	1334.140	1380.827	

8.3.2 S4 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	281.972	325.98	325.98	325.98	310.341	
합성후	29.286	59.528	82.241	115.475	176.397	
ADD	804.46	878.71	901.423	934.656	979.94	
DB1	10.815	45.606	111.666	194.762	268.279	
DB2	62.362	112.657	155.849	160.832	130.934	
DB3	169.148	175.972	144.944	90.456	40.535	
DB12	61.036	156.233	266.502	355.422	398.034	
DB13	167.816	219.522	255.573	285.045	307.657	
DB23	231.505	288.606	300.79	251.286	171.469	
DB123	207.15	298.967	370.29	401.29	394.726	
DL1	11.808	43.547	100.934	172.654	253.886	
DL2	60.449	100.296	136.873	142.286	125.179	
DL3	160.862	156.416	127.397	81.019	39.777	
DL12	60.573	141.54	236.614	314.744	377.727	
DL13	160.976	197.623	227.132	253.474	292.325	
DL23	221.312	256.711	264.266	223.296	164.912	
DL123	199.269	268.15	327.612	356.191	375.723	
ENV	231.505	298.967	370.29	401.29	398.034	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(Σ)	1035.965	1177.677	1271.713	1335.947	1377.974	

8.3.3 S4 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	281.972	325.980	325.980	325.980	310.341	
합성후	29.466	59.086	82.277	114.261	177.837	
ADD	804.640	878.268	901.459	933.443	981.380	
DB1	282.183	195.652	106.019	40.202	9.330	
DB2	142.206	165.870	152.757	105.968	55.880	
DB3	45.989	97.198	149.324	172.051	156.585	
DB12	423.140	361.351	257.639	144.003	51.853	
DB13	326.941	292.659	254.202	210.062	152.553	
DB23	188.165	263.039	302.053	278.015	212.464	
DB123	422.228	412.689	366.272	284.448	187.585	
DL1	266.453	174.079	96.529	38.924	10.092	
DL2	135.346	147.226	134.172	94.436	54.479	
DL3	44.846	86.887	131.050	152.380	149.516	
DL12	400.396	321.119	229.424	130.919	51.751	
DL13	309.903	260.811	226.276	188.869	146.827	
DL23	180.192	234.117	265.228	246.852	204.005	
DL123	400.729	367.219	324.428	254.980	181.155	
ENV	423.140	412.689	366.272	284.448	212.464	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1227.779	1290.957	1267.731	1217.891	1193.844	

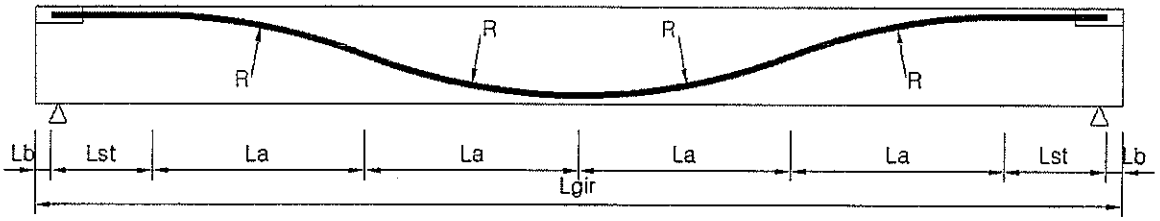
8.3.4 S4 중점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	281.972	325.98	325.98	325.98	310.341	
합성후	29.286	59.528	82.241	115.475	176.397	
ADD	804.46	878.71	901.423	934.656	979.94	
DB1	283.071	194.439	106.01	39.301	9.248	
DB2	142.788	165.664	152.737	105.499	55.571	
DB3	46.261	97.737	149.318	172.355	155.958	
DB12	424.58	359.903	257.615	142.556	51.487	
DB13	328.072	291.956	254.193	209.389	151.869	
DB23	189.019	263.372	302.028	277.849	211.527	
DB123	423.77	411.87	366.246	283.419	186.691	
DL1	267.968	172.412	96.517	37.941	10.024	
DL2	136.191	146.84	134.139	93.977	54.112	
DL3	45.157	87.437	131.065	152.9	148.592	
DL12	402.722	319.031	229.388	129.381	51.375	
DL13	311.695	259.659	226.29	188.31	145.894	
DL23	181.349	234.281	265.21	246.913	202.714	
DL123	403.103	365.834	324.41	254.063	179.985	
ENV	424.58	411.87	366.246	283.419	211.527	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(Σ)	1229.04	1290.58	1267.669	1218.075	1191.467	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

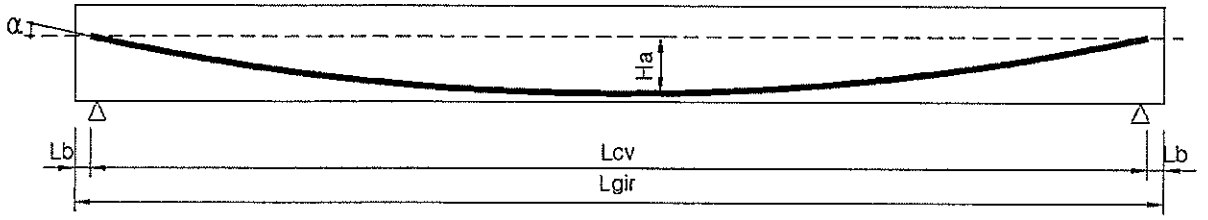
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 191969 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 173863 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

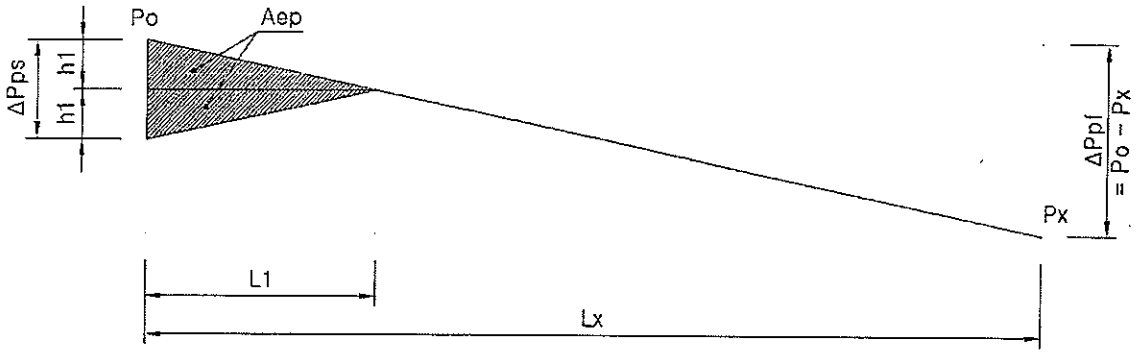
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}]$

	Ha	a	α(rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	406035
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	366623
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	326695
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep/p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
C2	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
T1	19.636	9776	1165080	10.917	213450	0
T2	19.610	20706	2829480	11.690	484095	0
T3	19.579	18726	2829480	12.292	460363	0
T4	19.566	16697	2829480	13.018	434719	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
- ①강선 경우 : fps2 + fps3 + fps4 … fpsN
- ②강선 경우 : fps3 + fps4 … fpsN
- ③강선 경우 : fps4 … fpsN
- …
- ⓝ강선 경우 : 0

$fpsi = Pr / Anet + Pr \cdot e^2 / Inet$

- 긴장회수(N) = 3 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 = 0.83842 m^2 , Inet = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3400000	-406035	0	2993965	-0.639012	4
T3	3400000	-366623	0	3033377	-0.639012	1
T4	3400000	-326695	0	3073305	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.340	14.680	-2.778	11.903	81.892	193.092
T4	7.436	7.244	-2.778	4.467	30.730	72.459
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.244	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-45.060
Σ	22.020	21.925	-8.333	13.592	93.512	220.491

Δfpe의 평균치 : 31.171 MPa

ΔPpe의 평균치 : 73.497 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N · m)
C1	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
C2	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
PS강봉 소계(압축)					-1026137	0.91099	-934798
T1	1200000	-191969	0	0	1008031	-0.48901	-492940
T2	3400000	-406035	0	45060	3039025	-0.63901	-1941975
T3	3400000	-366623	0	-193092	2840285	-0.63901	-1814978
T4	3400000	-326695	0	-72459	3000846	-0.63901	-1917578
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					9888187	-0.61966	-6167470

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2627.20	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			299.22	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3360.00	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2627.20}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			7.571	-5.343	43.208	-27.941	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{299.22}{0.79841} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
fal	MPa	0.301	0.220	0.244	-0.430	1.278	-2.438	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3360 + 0}{0.79841} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
fll	MPa	3.378	2.469	2.743	-4.832	14.355	-27.381	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.3807} + n \cdot \frac{294.3}{0.7984} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
fsh	MPa	0.105	0.025	0.028	-0.635	-0.116	3.771	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 4.69 = 155.703$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.32 + -0.38 = -4.69$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2627}{0.36621} \quad -0.602 = -4.316 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{299}{0.79841} \quad -1.005 = -0.377 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -155.703 \times 0.008 = -1252.567$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1252.567}{1.3807} + n \cdot \frac{1258.838}{0.7984} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
fcr	MPa	0.449	0.109	0.121	-2.717	-0.495	16.132	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ + 43.21\ +\ 1.28\ ) \times\ 0.03\ =\ 13.580\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.580 \times 0.0025 = -34.139\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.139}{1.3807} + n \cdot \frac{-17.988}{0.7984} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
frgb	MPa	-0.040	-0.035	-0.039	0.001	-0.237	-0.013	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	155.703	11.554
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	155.703	11.430
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	155.703	22.700
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	155.703	18.769
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	622.811	64.453
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	155.703	16.113

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.113 \times 0.0080 = -129.62\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-129.62}{1.3807} + n \cdot \frac{130.27}{0.7984} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.892	0.652	0.652	-1.148	0.527	-1.005	
frgs	MPa	0.046	0.011	0.012	-0.281	-0.051	1.669	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6621E+11 / 27804.0636 \times 2274739200 = 178.862$

$B = 1 + m = 1 + 178.862 = 179.862$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 178.862 \times 0.12 = -20.408 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 178.862 \times 0.005 + 178.862 \times 0.014$

$= 4.952$

$P = (1383.68 + 1149.2907) / 2 \times (138.7 \times 58)$

$= 10188368 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1305974.304 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -154772.950 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 89405.656 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10144.462 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.653$ MPa

$f_{c2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.858$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.858$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.677$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.158$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.219$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.400$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.114$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.653	2.858	-5.858	1.677	-5.164	1.355	
fsh2	MPa	-0.158	-0.219	0.400	-0.114	0.352	-0.092	
f2	MPa	2.495	2.639	-5.458	1.563	-4.812	1.263	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2987.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1181.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2747.00	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2987.90}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.610	-6.076	49.140	-31.778	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1181.10}{0.82430} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
fal	MPa	1.119	0.810	0.900	-1.680	4.664	-9.546	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2747 + 0}{0.82430} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
fll	MPa	2.603	1.883	2.092	-3.906	10.848	-22.203	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4252} + n \cdot \frac{294.3}{0.8243} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
fsh	MPa	0.094	0.017	0.019	-0.624	-0.168	3.709	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.35 = 144.111$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.91 + -1.44 = -6.35$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2988}{0.36621} \quad -0.602 = -4.908 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1181}{0.82430} \quad -1.005 = -1.440 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -144.111 \times 0.008 = -1159.318$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1159.318}{1.4252} + n \cdot \frac{1165.122}{0.8243} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
fcr	MPa	0.372	0.067	0.074	-2.470	-0.665	14.683	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ +\ 49.14\ +\ 4.66\ ) \times\ 0.03\ =\ 13.859\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.859 \times 0.0025 = -34.842\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.842}{1.4252} + n \cdot \frac{-18.358}{0.8243} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
frgb	MPa	-0.039	-0.035	-0.038	0.002	-0.231	-0.010	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	144.111	12.134
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	144.111	12.009
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	144.111	23.279
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	144.111	19.349
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	576.446	66.771
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	144.111	16.693

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.693 \times 0.0080 = -134.29\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.29}{1.4252} + n \cdot \frac{134.96}{0.8243} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.868	0.628	0.628	-1.172	0.503	-1.029	
frgs	MPa	0.043	0.008	0.009	-0.286	-0.077	1.701	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00252046 = 161.424$

$B = 1 + m = 1 + 161.424 = 162.424$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 161.424 \times 0.12 = -18.316\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 161.424 \times 0.005 + 161.424 \times 0.014$

$= 4.617$

$P = (1383.68 + 1161.68682) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10238229\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1476715.855\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -175483.492\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 92367.395\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10415.720\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.730$ MPa

$f_{c2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.894$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.625$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.897$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.144$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.208$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.413$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.118$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.730	2.894	-6.625	1.897	-5.840	1.533	
fsh2	MPa	-0.144	-0.208	0.413	-0.118	0.364	-0.095	
f2	MPa	2.586	2.687	-6.212	1.780	-5.476	1.438	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2897.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1422.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3255.80	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2897.50}{0.36621} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fbl	MPa			8.350	-5.892	47.653	-30.816	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1422.30}{0.82806} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
fal	MPa	1.336	0.965	1.072	-2.019	5.552	-11.482	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3255.8 + 0}{0.82806} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
fll	MPa	3.058	2.209	2.455	-4.623	12.709	-26.285	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.008 = -292.82$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4319} + n \cdot \frac{294.3}{0.8281} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
fsh	MPa	0.092	0.016	0.017	-0.622	-0.175	3.700	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.49 = 143.148$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 23.79 + -8.08 = 15.71$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.76 + -1.73 = -6.49$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \quad -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2898}{0.36621} \quad -0.602 = -4.760 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1422}{0.82806} \quad -1.005 = -1.726 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -143.148 \times 0.008 = -1151.564$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1151.564}{1.4319} + n \cdot \frac{1157.329}{0.8281} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
fcr	MPa	0.363	0.061	0.068	-2.447	-0.689	14.550	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 408.17\ + 47.65\ + 5.55\ ) \times\ 0.03\ =\ 13.841\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.841 \times 0.0025 = -34.797\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.797}{1.4319} + n \cdot \frac{-18.334}{0.8281} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
frgb	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.229	-0.009	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	143.148	12.182
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	143.148	12.057
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	143.148	23.328
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	143.148	19.397
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	572.590	66.964
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	143.148	16.741

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.741 \times 0.0080 = -134.67\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-134.67}{1.4319} + n \cdot \frac{135.35}{0.8281} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.033	
frgs	MPa	0.042	0.007	0.008	-0.286	-0.081	1.702	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36620545 / 27804.0636 \times 0.00252046 = 161.424$

$B = 1 + m = 1 + 161.424 = 162.424$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 161.424 \times 0.12 = -18.316\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.114 + 0.404 + 161.424 \times 0.005 + 161.424 \times 0.014$

$= 4.617$

$P = (1383.68 + 1162.7176) / 2 \times 138.7 \times 58 = 10242375\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1443710.380\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -171313.368\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 92367.395\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10415.720\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.657$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.841$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.476$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.854$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.144$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.208$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / i_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.413$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.118$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
fcr2	MPa	2.657	2.841	-6.476	1.854	-5.709	1.498	
fsh2	MPa	-0.144	-0.208	0.413	-0.118	0.364	-0.095	
f2	MPa	2.513	2.634	-6.063	1.737	-5.345	1.403	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.831**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	0.000	0.000	7.571	-5.343	43.208	-27.941	
4	fal	0.301	0.220	0.244	-0.430	1.278	-2.438	
5	fll	3.378	2.469	2.743	-4.832	14.355	-27.381	
6	fsh	0.105	0.025	0.028	-0.635	-0.116	3.771	
7	fcr	0.449	0.109	0.121	-2.717	-0.495	16.132	
8	frgb	-0.040	-0.035	-0.039	0.001	-0.237	-0.013	
9	frgs	0.046	0.011	0.012	-0.281	-0.051	1.669	
10	f2	2.495	2.639	-5.458	1.563	-4.812	1.263	
계		6.735	5.437	7.194	4.237	461.300	-1264.110	
오버 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	±0.0000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	-

11.2 G2~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.840

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.610	-6.076	49.140	-31.778	
4	fal	1.119	0.810	0.900	-1.680	4.664	-9.546	
5	fll	2.603	1.883	2.092	-3.906	10.848	-22.203	
6	fsh	0.094	0.017	0.019	-0.624	-0.168	3.709	
7	fcr	0.372	0.067	0.074	-2.470	-0.665	14.683	
8	frgb	-0.039	-0.035	-0.038	0.002	-0.231	-0.010	
9	frgs	0.043	0.008	0.009	-0.286	-0.077	1.701	
10	f2	2.586	2.687	-6.212	1.780	-5.476	1.438	
계		6.777	5.435	7.424	3.650	466.203	-1271.176	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.840

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.350	-5.892	47.653	-30.816	
4	fal	1.336	0.965	1.072	-2.019	5.552	-11.482	
5	fll	3.058	2.209	2.455	-4.623	12.709	-26.285	
6	fsh	0.092	0.016	0.017	-0.622	-0.175	3.700	
7	fcr	0.363	0.061	0.068	-2.447	-0.689	14.550	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.229	-0.009	
9	frgs	0.042	0.007	0.008	-0.286	-0.081	1.702	
10	f2	2.513	2.634	-6.063	1.737	-5.345	1.403	
계		7.367	5.858	7.841	2.759	467.565	-1276.409	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2627.20	30891	0.3662	36.80
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.7984	11.21
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.7984	6.02
활하중	3360.00	30891	0.7984	21.58

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2987.90	30891	0.3662	41.85
합성후 고정하중	1181.10	30891	0.8243	7.73
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.7984	6.02
활하중	2747.00	30891	0.7984	17.65

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25(=$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25(=$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{ps})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 36.80 + 11.21 + -103.43)

= 12.96 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -109.45) = -34.22 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{ps})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 41.85 + 7.73 + -103.43)

= 14.74 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-42.57	-42.57	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-76.79	-76.79	
바닥판 타설 후	-39.99	-34.94	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-9.80	-6.45	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{ps}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	21.58	17.65	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 21.58 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G4 거더

δv = 17.65 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 16670476.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2400.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	1896.9	mm			
Ap1 =	0.0080446	m^2	=	8044.6 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 − [0.007 × (Fck − 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001767

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 − (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1822.8 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 266.2 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 266.2 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.119

qp (=0.119) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 − 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b − bo) × t × (dp − 0.5 t)] = 32477.02 kN · m

Φ · Mn (=32477.02) > Mu (=16670.476) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe − fd) = -18234.710 kN · m

fpe = 22.321 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-18234.71) < Φ · Mn (=32477.02) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G5 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	475.80	3.92
합성전	263.15	1.33
합성후	35.13	6.79
활하중	413.17	23.12

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1894.6 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) = 6761.2 kN·m

fpe = 22.321 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 60.26 kN·m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1276.08 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 144006.70 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 144006.70 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 8584166 N = 8584.17 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8584.2 kN

3) øVc = 0.80 × 8584.2 = 6867.3 kN

1/2 øVc = 3,433.666 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	454.52	251.92
합성전	255.91	141.41
합성후	33.99	25.80
활하중	404.85	217.64

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1838.2 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6761.2 kN · m

fpe = 22.321 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 685.30 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1247.30 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 12851.45 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 12851.45 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3625.3 kN

3) øVc = 0.80 × 3625.3 = 2900.2 kN

1/2 øVc = 1,450.121 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	203.25	1059.70
합성후	25.71	145.19
활하중	345.43	1551.30

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1474.5 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) = 6761.2 kN · m

fpe = 22.321 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 4901.65 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1040.32 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1860.02 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1860.02 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3625301.45 N = 3625.30 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10914325 / 838423 = 13.018 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9888187 × 0.1995 = 1972346.59 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1860.0 kN

3) øVc = 0.80 × 1860.0 = 1488.0 kN

1/2 øVc = 744.008 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=0mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 105.409 mm^2

Avmin = 105.409 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 93.333 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 105.409 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.084$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.48 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 696000$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.084 \times 696000 = 58464$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58464 / (2.4 \times 0.80)$

$= 0.061$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.217$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.576 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 835200$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.217 \times 835200 = 181238.4$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 181238.4 / (2.4 \times 0.80)$

$= 0.189$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 774.1 x 1000 /(0.800 x 1.632) = 0.593 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 413.2 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.316 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.593 + 2.15 x 0.316

= 1.450 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(0.593 + 0.316 + 0.061)

= 1.261 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.061 + 0.189)

= 0.325 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

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 10 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

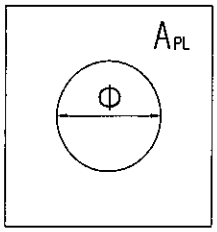
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

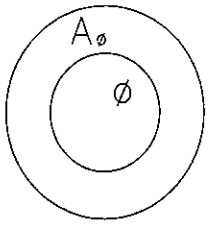
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m^2)$	$A\Phi(m^2)$	$\Phi(m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,400,000	3,039,025	2,524.228
T3	3,400,000	2,840,285	2,359,153
T4	3,400,000	3,000,846	2,492,516
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T3	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T4	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴작구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/17연선	3,039,025	0.115	26.4	31.7	O.K
T3	15.2/17연선	2,840,285	0.115	24.7	31.7	O.K
T4	15.2/17연선	3,000,846	0.115	26.1	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 10200000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 10200000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10200000 × sin 0.12467

= 1847067.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1847067.7 / (0.8 × 300.0) = 9235.3 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst에 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준, P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 1847067.700 = 36941.354 N

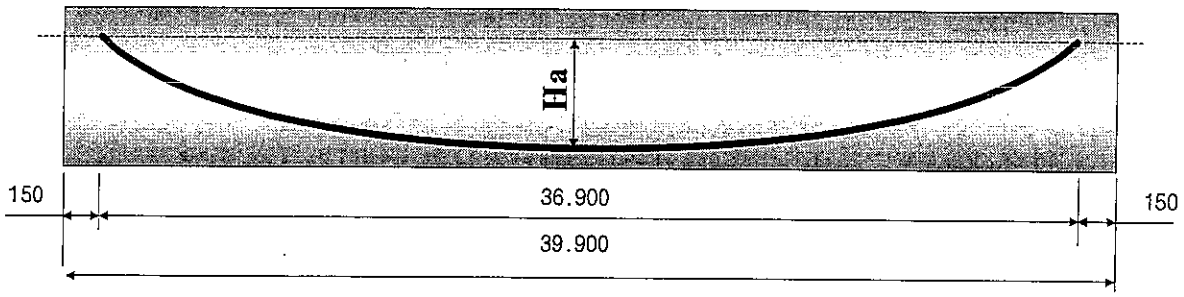
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 36941.354 / 180 = 205.230 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0023579	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0023579	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0023579	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$\triangle L = (Po + Pnet) \times (Lps/2)/(Ap \times Ep)$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
C2	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
T1	4	1200.00	1008.03	39.272	223.283
T2	4	3400.00	3039.03	39.219	267.752
T3	1	3400.00	2840.29	39.157	259.080
T4	2	3400.00	3000.85	39.131	265.567
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 78.000 m

17.1.1 교대1

(1) 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 78.000 = 0.0312 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 78 = 0.008 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 78 = 0.016 m

(4) 신축 여유량

(31 + 7.80 + 15.60) × 20 % + 10.0 = 20.9 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 31.2 + 7.8 + 15.6 + 20.9 = 75.5 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	31.2	7.8	15.6	20.9	75.5	NO.120

* 지진시 여유량을 고려하여 NO-120을 적용함.

17.1.2 교대2

(1) 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 39.000 = 0.0156 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 39 = 0.004 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 39 = 0.008 m

(4) 신축 여유량

(16 + 3.90 + 7.80) × 20 % + 10.0 = 15.5 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 15.6 + 3.9 + 7.8 + 15.5 = 42.8 mm

(단위:mm)

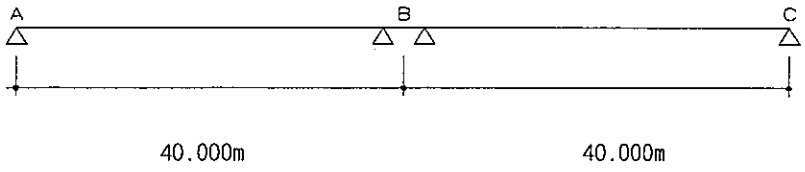
구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	15.6	3.9	7.8	15.5	42.8	NO.60

4.7 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.

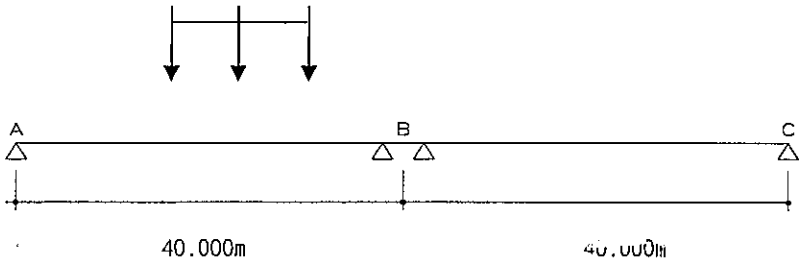
4.7.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (40.000 + 40.000 = 80.000)

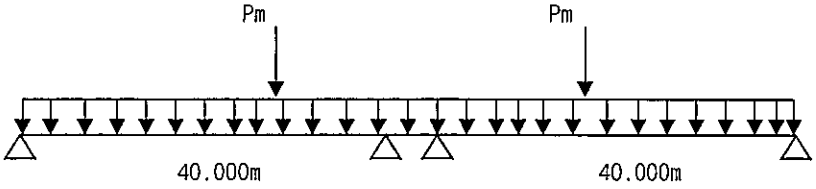


(2) 활하중(도로교설계기준, 2005, p.7)

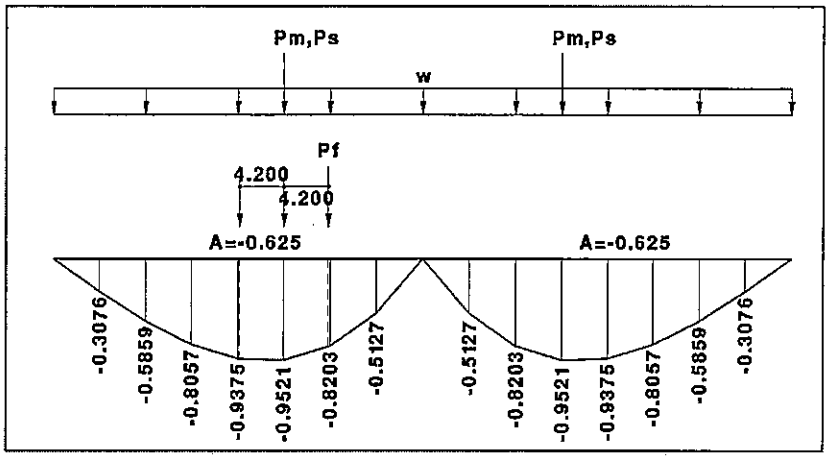
- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)



- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 영향선 (2경간 연속)



(4) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 40.000)$$
$$= 0.188 \leq 0.3$$

(5) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.394	1	25.000	9.850	
포 장	0.569	1	23.500	13.366	
중분대	0.000	0	25.000	0.000	
방음판		0		0.000	
합 계				23.216	

- 계산서 횡분배 계수를 적용하여 각거더에 분배하여 모델링에 재하

$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$
$= (0.625 + 0.625) \times 0.1 \times 23.216 \times 1600.000$
$= 4643.125 \ kN \cdot m$

(6) 지점침하 (가정 지점침하량 : 10 mm)

1) Case 1



Mu = 191.81 kN · m

2) Case 2



Mu = 383.63 kN · m

3) Case 3



Mu = 191.81 kN · m

$\therefore Md_max = 383.630 \times 5 \ ea = 1918.15 \ kN \cdot m$

(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 × 2 차선 = 384.000 kN

② Pf = 48.0 × 1.000 × 2 차선 = 96.000 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(0.820 - 0.513) / 5.000 } × -0.80 = 0.826

Pr = 0.9521

Pr = 0.938 + {(0.952 - 0.938) / 5.000 } × -0.80 = 0.936

ML = { 384.000 × (0.9521 + 0.936)} × 0.1 × 40.000 +
(96.000 × 0.826) × 0.1 × 40.000

= 3216.866 kN · m

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

ML = 3216.866 × 1.000 = 3216.87 kN · m

3) DL 24

① W = 12.7 × ##### × 2 차선 = 25.400 kN

② Pm = 108 × ##### × 2 차선 = 216.000 kN

ML = { 25.400 × (0.625 + 0.625)} × 0.1 × 1600.000 +
{ 216.000 × (0.952 + 0.952)} × 0.1 × 40.000

= 6725.056 kN · m

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

ML = 6725.056 × 1.000 = 6725.06 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 %)

$\Phi s\,(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h}$

$= 1.457$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2\times(\text{교폭}\times\text{슬래브두께}))/(2\times(\text{교폭}+\text{슬래브두께})-\text{거더개수}\times\text{거더상부폭})$

$= \{ 2 \times 11825 \times 240 \} / \{ 2 \times 11825 + 240 - 5 \times 800 \} = 282$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} \} = 0.55$

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\,RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 282 + 250$

$= 691$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.457 \times 2.84 \times 0 = 2.276$

$\therefore \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 2.276 \times 1$

$= 2.276$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_O = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서, h = (2 × Ac) / u

= (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더갯수)

= (× 9E+05 × 5) / (6456 × 5) = 270

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 270 + 250$

= 673 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.3 = 1.388

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.388 × = 1.388

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)

= 282

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

= 0.000435 ×-1.01 = -0.000443

∴ $\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t- t_s)$

= -0.000443 × 1 = -0.000443

② Beam의 건조수축 계수 (ts = 90일, t = ∞일, RH = 70%)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ f_{cu} / 10\ )\ )\ ] \times 10^{-6}$

$= [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ 48 / 10\ ))\ ] \times 10^{-6}$

$= 0.00037$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55\ [\ 1 - (\ RH / 100\ )^3\ ] : 40\% \leq RH\ \ 99\%$

$= -1.55 \times [\ 1\ \ 70 / 100\ )^3\ ]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(\ t - t_s\ ) / \{\ 0.035h^2 + (\ t - t_s\ )\}} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 270$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$

$\therefore\ \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(\ t - t_s\ )$

$= -0.000377 \times 1$

$= -0.000377$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.276	1.388	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

  상부바닥판 유효폭 : 2400 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  강선도심까지 거리 : 620 mm (5.2 순단면)

  거더상연까지 거리 : 628 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  슬래브중심까지 거리 : 628 + 240 / 2 = 748 mm

- 건조수축에 의한 부재력

  바닥판 건조수축율 : 0.000443

  Beam 건조수축율 : 0.000377

  * 작용부재력

  바닥판 면적 : 2400 × 240 = 576000 mm^2

  $P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 6E+05 = 1056997 N

  $M_c = P_c \times y_c$ = 1056997 × 748 = 790633756 N · mm = 790.634 kN · m

  M_c = 1.786 × 790.634 = 1411.846 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 × P × e) / ℓ^2

  = (8 × 5 × 1303552 × 620) / 40900 ²

  = 19.326 N/mm 19.326 kN/m

  따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

  ∴ Mps = W × ℓ^2 / 8 = 4041.091 kN · m

* 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\phi})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 4041.091 kN · m

$\phi = \phi_s - \phi_1$ 2.276 - 1.388 = 0.888

$= (2585.6 - 4041.091) \times (1 - e^{-0.916}) = 856.588$ kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	1411.846	856.588

(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 × 4643.1 + 2.15 × 6815.1 = 20688.4 kN · m

= (1.3 × 4643.1 + 2.15 × 6815.1) - 2603.125 = 18085.3 kN · m

∴ Mu = 20688.4 / 11.825 = 1749.6 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 4643.1 + 1.3 × 6815.1 + 1.3 × 4186.6 = 20338.2 kN · m

= (1.3 × 4643.1 + 1.3 × 6815.1 + 1.3 × 4186.6) - 2603.125

= 17735.1 kN · m

∴ Mu = 20338.2 / 11.825 = 1719.9 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 1749.550 kN · m / m

4.7.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 1749550350.951 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 1673.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 1543.0 (mm) , d' = 130.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 계 수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a/2)

-2.963 As^2 + 524620 As -1749550350.951 = 0 에서

As(req) = 3400.187 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0022

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 3400.187

② As(min) = 5400.500 ∴ As = 4533.58 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 4533.583

(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

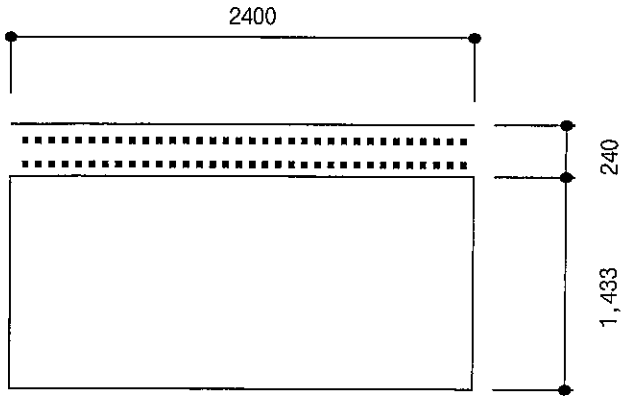
Σ = 6193.600 mm^2 O.K

(4) 설계휨강도

φf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 3135.625 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ φf Mn = 3135.625 kN · m > Mu = 1749.550 kN · m O.K



4.7.3 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

4.7.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 961.37 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 1673.00mm d = 1543.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

P = A_S / (b×d) = 0.0040

np = 0.03322

k = $-np + \sqrt{\{(np)^2+2np\}}$

= 0.22666

j = 1 - k / 3 = 0.9244

fs = Mmax / (p×j×b×d^2) = 108.818 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

= 601.188 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 578.950 mm

Sa는 작은 값인 578.950 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 578.95 mm) O.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

Tmin = L/28 지간 = 1.60m

= 0.057

= 57.14mm < Tuse = 1673.00cm

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

M_L = 170.376 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

fy = M_L / (p × j × b × d^2) = 19.285 MPa < 150 MPa

O.K

시점 교대(옥산방향)

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. 복 합 말 뚝 계 산

11.1 복합 이음위치 검토

11.2 복합 말뚝검토
- 1) 설계조건
- 2) 파일도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 배치
- 4) 말뚝의 스프링 정수 산정
- 5) 말뚝의 변위 및 부재력

11.3 말뚝머리 작용력 집계표
- 1) 말뚝머리 고정일 경우
- 2) 말뚝머리 힌지일 경우

11.4 말뚝의 안정성 검토
- 1) 말뚝의 허용지지력 검토
- 2) 말뚝의 응력 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1519.000	821.667	O.K
	허용인발력(kN/EA)	395.800	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	117.476	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	15.443	O.K
	수평변위(mm)	15.000	7.989	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2278.500	1128.087	O.K
	허용인발력(kN/EA)	593.700	-233.708	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	131.758	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	23.088	O.K
	수평변위(mm)	15.000	6.730	O.K

■ 단면 휨 설계

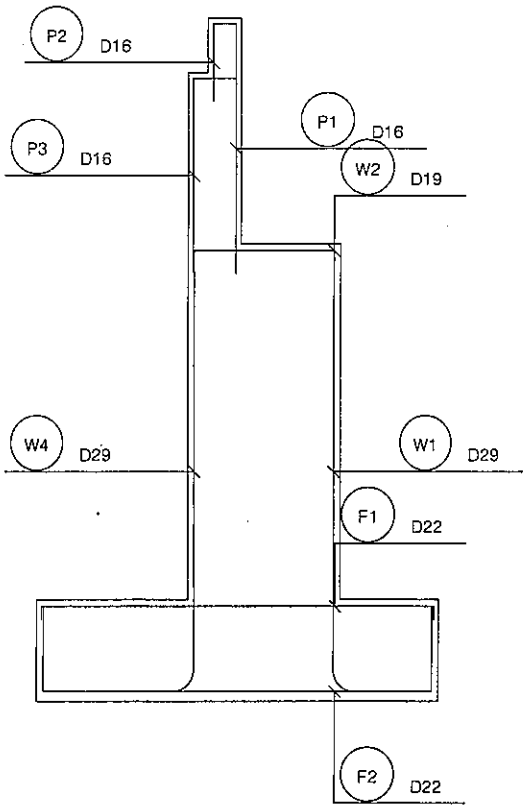
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1500	150	2241.74	3096.8	762.295	1048.092	1.375	O.K
후면저판		1500	100	2520.07	3096.8	887.758	1087.576	1.225	O.K
벽체 : H=9.299		2300	100	3577.28	5139.2	1982.86	2833.57	1.429	O.K
흉벽		800	80	1099.7	1588.8	199.638	286.971	1.437	O.K
좌측날개벽	A(T=610 mm)	610	80	1576.6	2292	208.417	299.914	1.439	O.K
	B(T=610 mm)	610	80	1440.27	2292	190.763	299.914	1.572	O.K
	C(T=610 mm)	610	80	1818.6	3096.8	239.582	400.551	1.672	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	2566.35	3096.8	229.786	274.202	1.193	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	5206.4	6353.6	639.543	766.797	1.199	O.K
	화부(T=450	450	80	3183.36	6353.6	281.349	523.772	1.862	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	1888.96	3096.8	243.786	392.654	1.611	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	2612.04	3096.8	333.564	392.654	1.177	O.K

■ 사용성 검토

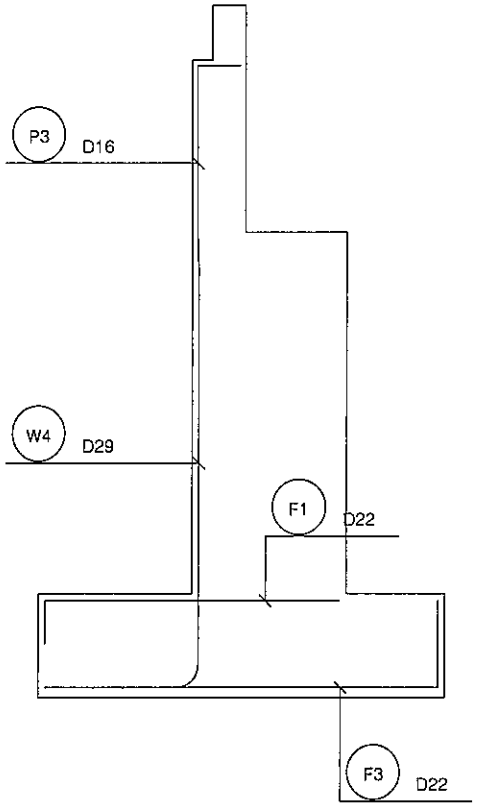
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		125.6091	150	125	279.445	O.K
후면저판		114.5189	150	125	465.159	O.K
벽체 : H=9.299		82.593	150	125	739.717	O.K
흉벽		108.479	150	125	545.944	O.K
좌측날개벽	A(T=610 mm)	108.818	150	125	547.434	O.K
	B(T=610 mm)	99.601	150	125	614.408	O.K
	C(T=610 mm)	93.604	150	125	668.814	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	130.528	150	125	430.818	O.K
	A(T=600 mm)	128.268	150	125	453.95	O.K
	화부(T=450	80.754	150	125	780.15	O.K
	B(T=600 mm)	97.15	150	125	638.106	O.K
	C(T=600 mm)	132.926	150	125	419.934	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

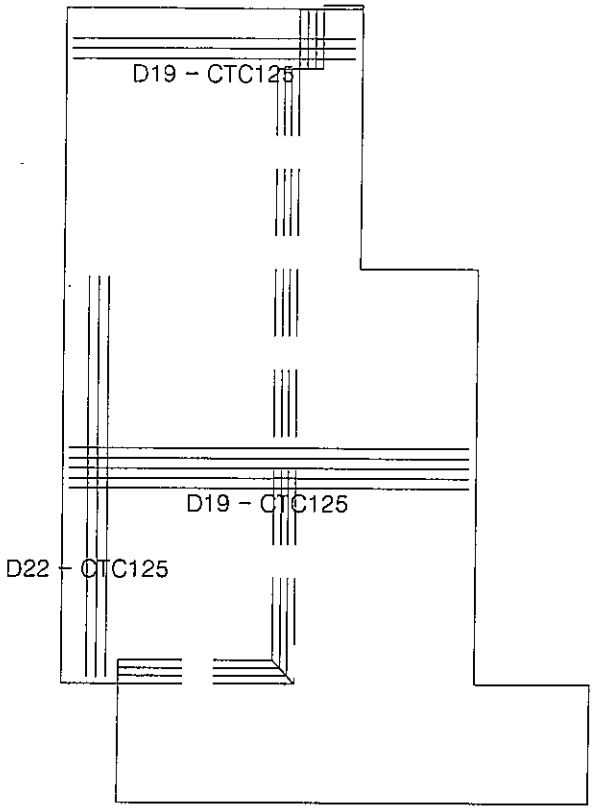


- ② Cycle (CTC = 250)

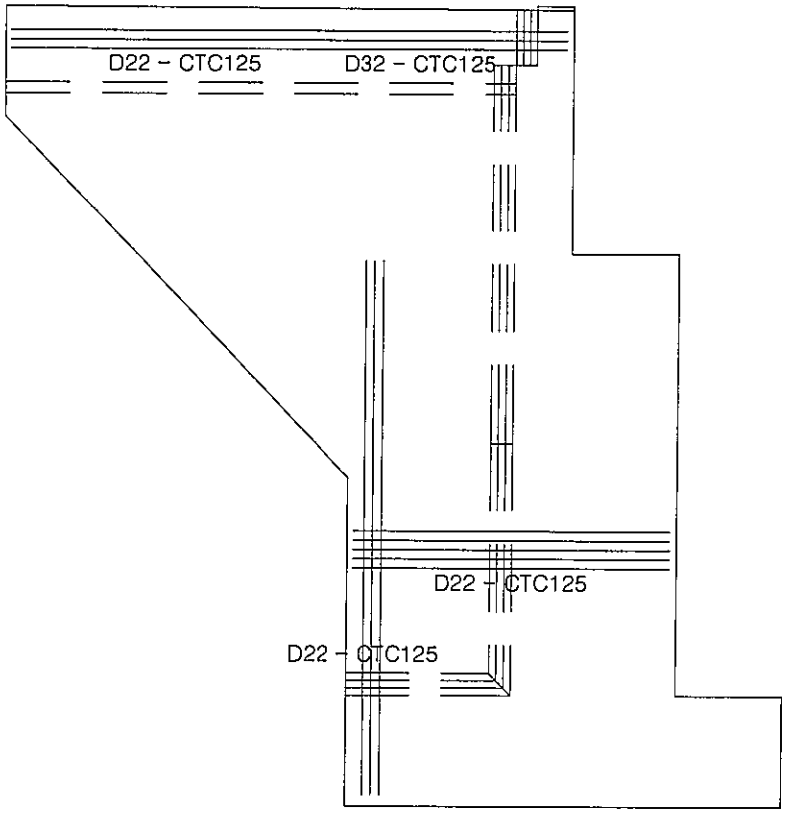


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대
(2) 상 부 형 식	: BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급	: 1 등교
(4) 교 대 총 폭	: B = 18.153 M
(5) 교 대 총높이	: H = 10.799 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 81.801 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: γc = 25.000 kN/m³	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량	: $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사)	[도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량	: $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³	
(4) 과 재 하 중	: ql = 10.000 kN/m	
(5) 상부 고정하중 반력	: Rd = 512.540 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 145.090 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치	: N = 10.000
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\Phi 2$ = 27.247 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.328 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 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]

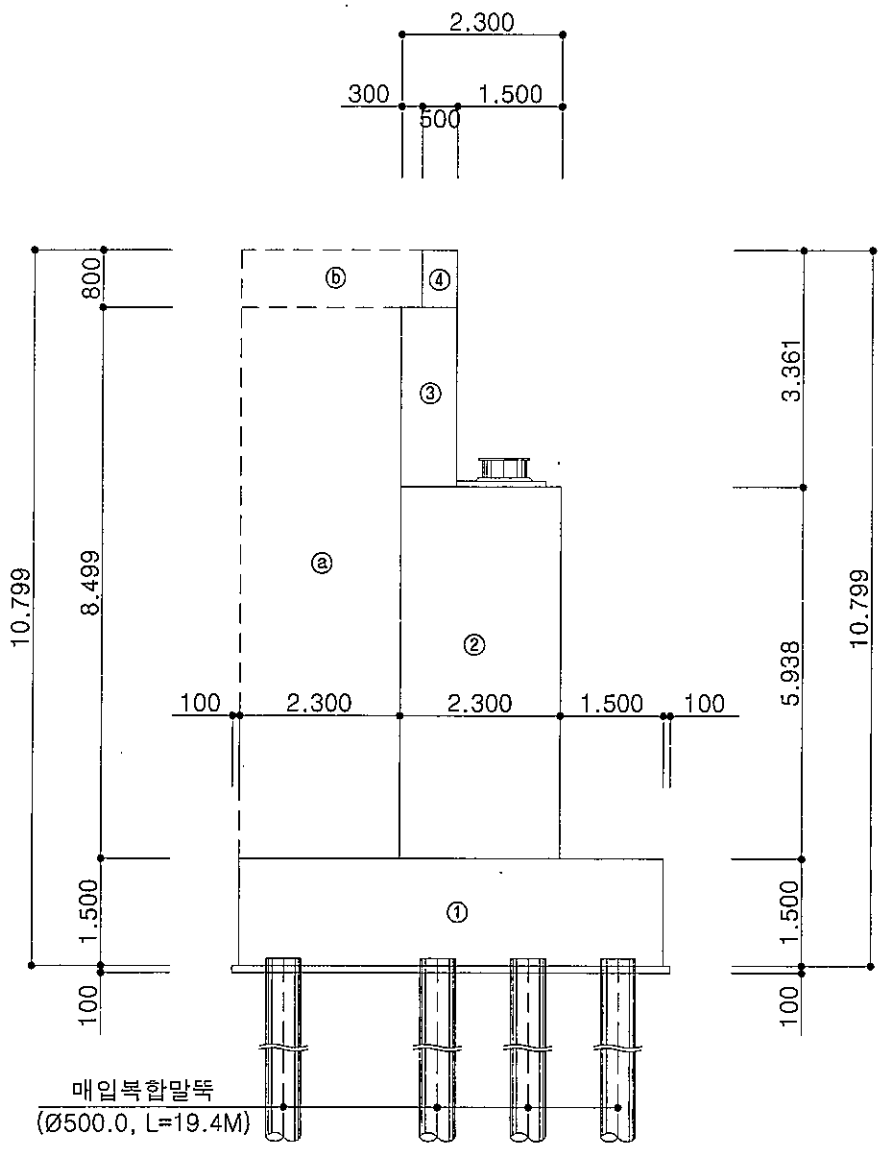
5) 설 계 방 법

(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 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편	: 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	계
고정하중	1350.390	1337.643	1308.344	1300.967	1310.298	1342.681	1353.569	9303.892
활하중	442.545	416.913	400.747	393.282	366.059	335.501	278.692	2633.739

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	계
교축방향	225.730	224.370	224.280	225.130	226.200	227.330	228.460	1581.500
직각방향	174.660	174.700	174.740	174.740	174.690	174.590	174.460	1222.580

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	6.100 × 1.500	= 9.150	25.000	228.750	17.614
	②	2.300 × 5.938	= 13.656	25.000	341.407	26.288
	③	0.800 × 2.561	= 2.049	25.000	51.221	3.944
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 25.255		631.378	48.616
뒷채움재	ⓐ	2.300 × 8.499	= 19.547	20.000	390.933	30.102
	ⓑ	2.600 × 0.800	= 2.080	20.000	41.600	3.203
	소계		= 21.627		432.533	33.305
총 계					1063.911	81.921

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077) .

② 모멘트 산정

구분	번호	팔길이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	3.050	0.750	697.688	13.210
	②	2.650	4.469	904.729	117.476
	③	3.400	8.718	174.150	34.384
	④	3.250	10.390	32.500	8.007
	소 계			1809.067	173.077
뒷채움재	ⓐ	4.950	5.749	1935.120	173.064
	ⓑ	4.800	10.399	199.680	33.309
	소 계			2134.800	206.372
총 계				3943.866	379.450

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1809.067 / 631.378 = 2.865 m
  Y = 173.077 / 48.616 = 3.560 m
- 뒷채움재 : X = 2134.800 / 432.533 = 4.936 m
  Y = 206.372 / 33.305 = 6.196 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)

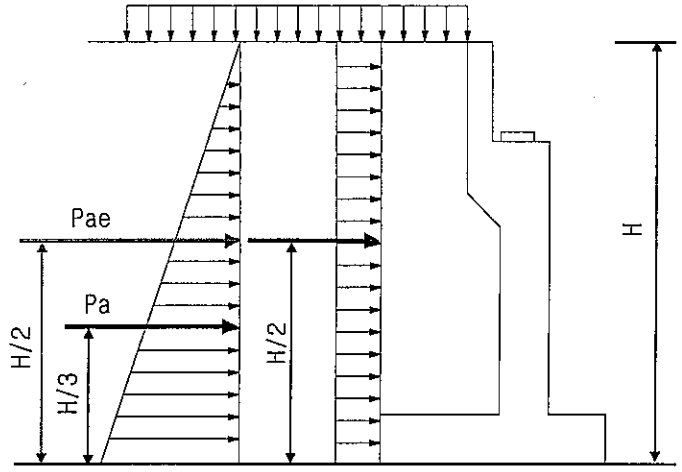
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 10.799 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 10.799^2 x cos(0.000)

= 316.009 kN

y = H / 3 = 3.600 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.799 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.799^2 x cos(0.000)

= 366.151 kN

y = H / 2 = 5.399 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 9.299 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 9.299^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 212.539 kN

y = H / 3 = 3.100 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 9.299 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 9.299^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 271.494 kN

y = H / 2 = 4.649 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 9303.892 ÷ (17.970 / sin81.801) = 512.540 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2633.739 ÷ (17.970 / sin81.801) = 145.090 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 100.2$

$= 0.025048$ m

교량받침의 개수 : N = 7 EA

교대의 폭원 : B = 18.153 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 1917.000 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 1917.000 \times 0.025048 \times 7 / 18.153$

$= 18.517$ 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	7
KH	1917	1917	1917	1917	1917	1917	1917
δ(m)	0.11769	0.117	0.11699	0.11744	0.11798	0.11856	0.11913

$Fm = 67.350 \times \cos 81.8 + 1581.149 \times \sin 81.8 / 18.153$

$= 95.818$ kN/m

H1 = 1222.580 ÷ (17.970 / sin81.8) = 67.350 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 1581.500 ÷ (17.970 / sin81.8) = 87.123 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

R x Kh x sinθ → H2 (교축방향 수평력)

R x Kh x cosθ → H1 (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.600 = 26.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 10.799 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 10.799 \times \cos 0.000$

$= 29.264$ kN

$y = H / 2 = 5.399$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 9.299 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 9.299 \times \cos 11.667$

$= 22.857$ kN

$y = H / 2 = 4.649$ 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)	631.378	-	2.865	3.560	1809.067	-
2. 교대구체(지진시)	631.378	48.616	2.865	3.560	1809.067	173.077
3. 뒷채움재(평상시)	432.533	-	4.936	6.196	2134.798	-
4. 뒷채움재(지진시)	432.533	33.305	4.936	6.196	2134.798	206.372
5. 배면토압(평상시)	-	316.009	-	3.600	-	1137.480
6. 배면토압(지진시)	-	366.151	-	5.399	-	1976.950
7. 뒷채움 상재하중	26.000	29.264	4.800	5.399	124.800	158.004
8. 상부 고정하중반력	512.540	-	2.320	-	1189.093	-
9. 상부 활하중반력	145.090	-	2.320	-	336.609	-
10. 교량받침마찰력	-	18.517	-	7.838	-	145.127
11. 상부관성력	-	95.818	-	7.838	-	750.975

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)	1089.911	345.273	4068.665	1295.484
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1063.911	316.009	3943.865	1137.480
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1063.911	448.072	3943.865	2356.399
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1747.541	363.790	5594.367	1440.611
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1576.451	334.526	5132.958	1282.607
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1576.451	543.890	5132.958	3107.374

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(= 2.825) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	14.000	9.100	-
2 열	1.950	14.000	27.300	-
3 열	3.250	14.000	45.500	-
4 열	5.450	14.000	76.300	-
계	-	56.000	158.200	2.825

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	19785.154	6267.741	0.281	5559.628
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	19313.176	5736.511	0.187	3611.564
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	19313.176	8133.851	1.333	25744.464
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	31723.112	6603.880	0.448	14211.954
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	28617.315	6072.650	0.383	10960.432
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	28617.315	9873.235	1.540	44070.665

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 18.153 m)를 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.

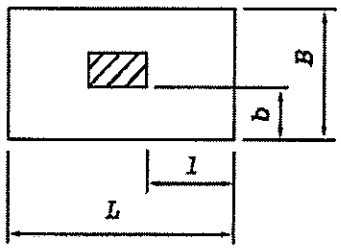
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 122468.945 x 56 / (18.153 x 6.100) = 61936.618 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 18.153 m)
B : 확대기초의 폭 (= 6.100 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 56 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.500 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 61936.618) / (26986000.000 \times 1.500^3)]} = 0.213$ (m-1)

*. 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 2.300) = 2.300
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.050, 뒷굽기준으로 검토

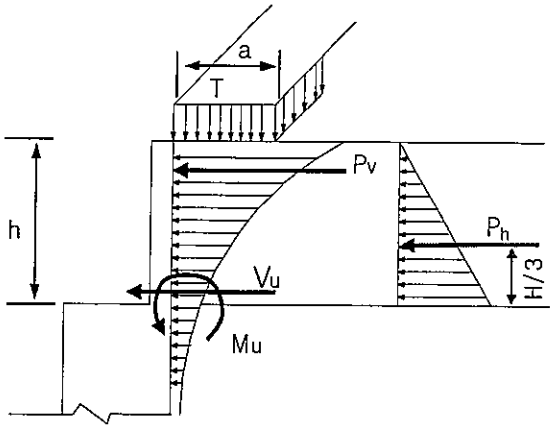


$\beta\lambda$ = 0.213 x 2.300 = 0.489 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (3.361 - 0.36) = 86.324 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 3.361^2 x cos11.667 = 27.769 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.361 x 27.769 = 31.110 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 27.769 = 96.106 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 86.324 + 1.70 x 31.110 = 199.638 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.561 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.944 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.944 + 0.770 = 4.714 kN

Mw = 3.944 x 2.561/2 + 0.770 x (2.561 + 0.800/2) = 7.330 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 3.361^2 x cos0.000 = 35.471 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.361 x 35.471 = 59.610 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.714 + 1.00 x 35.471 = 40.185 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 7.330 + 1.00 x 59.610 = 66.940 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	96.106	199.638	
지진시	40.185	66.940	
설계단면력	96.106	199.638	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.299 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	31.002	3.657	-	1.000	31.002	113.362
2. 배면토압(평상시)	212.539	3.100	1.700	-	361.316	1119.906
3. 배면토압(지진시)	271.494	4.649	-	1.000	271.494	1262.250
4. 뒷채움 상재하중	22.857	4.649	1.700	-	38.857	180.656
5. 교량받침마찰력	18.517	6.338	1.300	-	24.072	152.557
6. 상부관성력	95.818	6.338	-	1.000	95.818	607.248

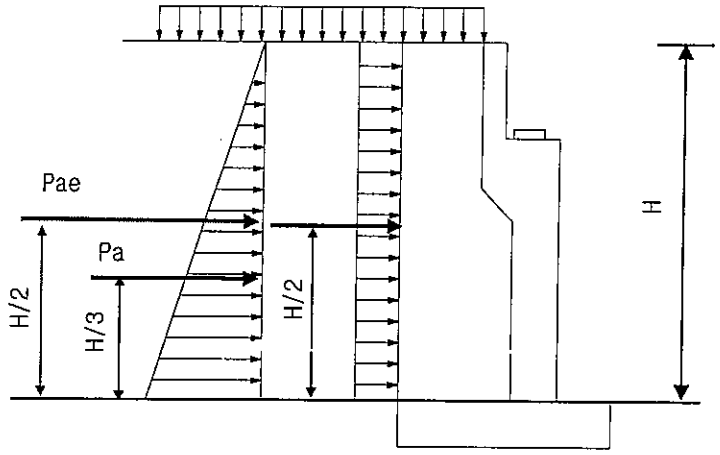
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 31.002 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] ≒ 113.362 kN.m

y = Mo / Ho ≒ 113.362 / 31.002 = 3.657



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 9.299 m)	424.245	1453.119	
지진시(H = 9.299 m)	398.314	1982.860	
설계단면력	424.245	1982.860	

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)	631.378	-	2.865	3.560	1809.067	-
2. 교대구체(지진시)	631.378	48.616	2.865	3.560	1809.067	173.077
3. 뒷채움재(평상시)	432.533	-	4.936	6.196	2134.798	-
4. 뒷채움재(지진시)	432.533	33.305	4.936	6.196	2134.798	206.372
5. 배면토압(평상시)	-	316.009	-	3.600	-	1137.480
6. 배면토압(지진시)	-	366.151	-	5.399	-	1976.950
7. 토압의 연직분력	47.383	-	5.333	-	252.709	-
8. 뒷채움 상재하중	26.000	29.264	4.800	5.399	124.800	158.004
9. 상부 고정하중반력	512.540	-	2.320	-	1189.093	-
10. 상부 활하중반력	145.090	-	2.320	-	336.609	-
11. 교량받침마찰력	-	18.517	-	7.838	-	145.127
12. 상부관성력	-	95.818	-	7.838	-	750.975

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+	1519.535	586.964	5824.950	2202.323
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1463.635	537.215	5556.630	1933.716
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1063.911	448.072	3943.865	2356.399
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2497.781	611.036	8094.480	2390.988
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2129.937	561.287	7102.451	2122.381
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1576.451	543.890	5132.958	3107.374

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 + 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

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.825) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	27584.126	10655.159	0.441	12164.600
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	26569.373	9752.069	0.350	9299.281
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	19313.176	8133.851	1.333	25744.464
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	45342.217	11092.140	0.542	24575.481
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	38664.754	10189.050	0.487	18829.735
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	28617.315	9873.235	1.540	44070.665

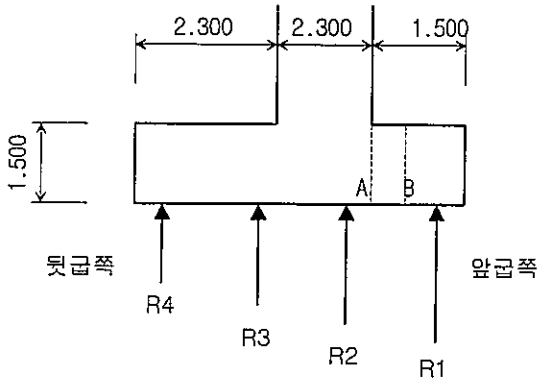
註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(18.153 m)를 고려한 결과값임.

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	778.74	714.98	731.50	1246.51	1048.03	1128.09	503.03	464.69	821.67	721.09
Ru2	553.07	520.70	472.91	931.90	784.09	730.19	380.96	362.84	637.16	565.53
Ru3	436.66	427.45	269.33	724.32	620.57	390.45	324.05	321.47	516.62	469.98
Ru4	147.19	184.17	-121.74	282.47	258.87	-233.71	172.61	200.28	258.50	257.49

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 14본 / 18.153m (KN/m)
R2 = Ru2 x 14본 / 18.153m (KN/m)
R3 = Ru3 x 14본 / 18.153m (KN/m)
R4 = Ru4 x 14본 / 18.153m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	778.740	607.700	463.190	311.080
COMB 2	714.980	571.220	451.990	335.710
COMB 3	731.500	500.420	282.690	-39.210
COMB 4	1246.510	985.420	750.320	443.030
COMB 5	1048.030	834.300	644.960	409.510
COMB 6	1128.090	759.270	404.570	-146.490

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.150 x 25.000 = 5.625 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 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 0.850 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

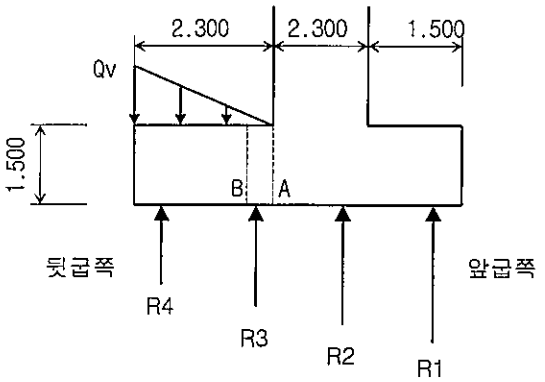
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	510.498	-7.313	455.654
COMB 2	0.000	468.695	-7.313	413.852
COMB 3	0.000	479.527	-5.625	437.340
COMB 4	0.000	817.139	-7.313	762.295
COMB 5	0.000	687.027	-7.313	632.183
COMB 6	0.000	739.505	-5.625	697.318

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 14본 / 18.153m (KN/m)
R2 = Ru2 x 14본 / 18.153m (KN/m)
R3 = Ru3 x 14본 / 18.153m (KN/m)
R4 = Ru4 x 14본 / 18.153m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	642.950	553.070	436.660	147.190
COMB 2	589.410	520.700	427.450	184.170
COMB 3	663.130	472.910	269.330	-121.740
COMB 4	1113.480	931.900	724.320	282.470
COMB 5	923.210	784.090	620.570	258.870
COMB 6	1055.820	730.190	390.450	-233.710

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 2.300 x 25.000 = 86.250 kN

Ma = 1.500 x 2.300 x 25.000 x 2.300 / 2 = 99.188 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 2.300 x 9.403 x 20.000 = 432.533 kN

Ma = 432.533 x (4.936 - 3.800) = 491.173 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 2.300 = 23.000 kN

Ma = 23.000 x (4.950 - 3.800) = 26.450 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$Pv = 1/2 \times Ka \times r \times H^2 \times \sin\delta$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 9.299^2 \times \sin 11.667$

= 47.387 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 47.387 / 2.300

= 41.206 kN

Vb = 41.206 x 2.300 / 2 - (2.300 - 2.300) / 2.300 x 41.206 / 2 = 47.387 kN

Ma = 41.206 x 2.300 x 2.300 / 3 = 72.660 kN.m

· 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 x 1.000 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

Ma = R4 x 1.650 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000 + R1 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	113.520	187.308	690.906	760.550
COMB 2	142.033	234.354	612.943	656.636
COMB 3	-93.885	-154.910	612.668	745.271
COMB 4	217.848	359.449	586.577	588.409
COMB 5	199.643	329.411	555.332	561.579
COMB 6	-180.241	-297.398	699.024	887.758

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	1500.0	1350.0	150.0	762.3	7.3

* 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 (1350.00 - 53.578) / 53.578 = 0.07259

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2241.737 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.381]

-- 1단 . D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 2,241.737 ㎟

ρmin = MAX(2,241.737, 1,800.000) / bd = 0.00166

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00229

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (1350 - a/2) = 1048.092 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

≥ Mu (= 762.295 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.375]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1350.00 = 881.816 kN

≥ Vu (= 7.313 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	1500.0	1400.0	100.0	887.8	699.0

* 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 (1400.00 - 53.578) / 53.578 = 0.07539

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2520.073 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 1.229]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 2,520.073 ㎟

ρmin = MAX(2,520.073, 1,800.000) / bd = 0.00180

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (1400 - a/2) = 1087.576 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

≥ Mu (= 887.758 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.225]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1400.00 = 914.476 kN

≥ Vu (= 699.024 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=9.299

* 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	1982.9	424.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 300.00 = 1541760.000

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 = 75.576 mm, c = 75.576 / β1 = 75.576 / 0.85 = 88.913 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2200.00 - 88.913) / 88.913 = 0.07123

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3577.281\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.437]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 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 = 0.00234

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) = 75.576 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 300 x (2200.00 - a/2) = 2833.570 kN.m

≥ Mu (= 1982.860 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.429]

* 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 (= 424.245 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	199.6	96.1

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1099.702 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.445]

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 (= 199.638 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.437]

* 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 (= 96.106 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 520 = 1505.962 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1505.962 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 520 = 550.962 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 551.0 ㎟ ∴ 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 (3.361 - 0.36) = 86.324 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 3.361^2 x cos11.667 = 27.769 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.361 x 27.769 = 31.110 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 27.769 = 56.533 kN

Ms = 86.324 + 31.110 = 117.434 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.299 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	31.002	3.657	-	1.000	31.002	113.362
2. 배면토압(평상시)	212.539	3.100	1.000	-	212.539	658.768
3. 배면토압(지진시)	271.494	4.649	-	1.000	271.494	1262.250
4. 뒷채움 상재하중	22.857	4.649	1.000	-	22.857	106.268
5. 교량받침마찰력	18.517	6.338	1.000	-	18.517	117.352
6. 상부관성력	95.818	6.338	-	1.000	95.818	607.248

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 31.002 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 113.362 kN.m

y = Mo / Ho = 113.362 / 31.002 = 3.657

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	253.913	882.388	

3) 기초 설계

① 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+	1137.294	345.273	4321.375	1295.484
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1111.294	316.009	4196.575	1137.480
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1063.911	448.072	3943.866	2356.399
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1794.924	363.790	5847.077	1440.611
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1623.834	334.526	5385.668	1282.607
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1576.451	543.890	5132.958	3107.374

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.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.825) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

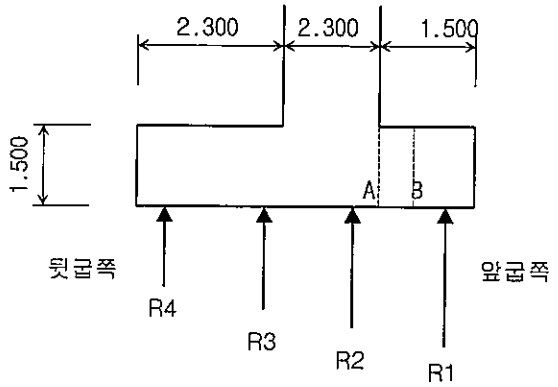
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	20645.298	6267.741	0.164	3385.829
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	20173.320	5736.511	0.072	1452.479
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	19313.176	8133.851	1.333	25744.464
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	32583.255	6603.880	0.370	12055.804
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	20477.459	6072.650	0.298	8784.283
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	28617.315	9873.235	1.540	44070.665

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(18.153 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 14본 / 18.153m (KN/m)
R2 = Ru2 x 14본 / 18.153m (KN/m)
R3 = Ru3 x 14본 / 18.153m (KN/m)
R4 = Ru4 x 14본 / 18.153m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	503.030	413.540	339.880	270.360
COMB 2	464.690	393.080	336.150	291.000
COMB 3	731.500	500.420	282.690	-39.210
COMB 4	821.670	669.140	532.150	354.450
COMB 5	721.090	595.530	484.550	347.500
COMB 6	1128.090	759.270	404.570	-146.490

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.150 x 25.000 = 5.625 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 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 0.850 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

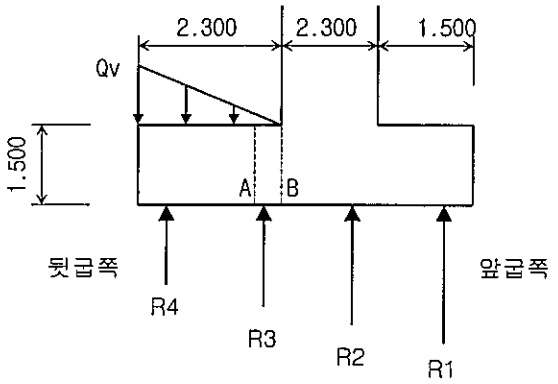
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	329.755	-5.625	287.567
COMB 2	0.000	304.620	-5.625	262.433
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	538.635	-5.625	496.448
COMB 5	0.000	472.703	-5.625	430.516
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 14본 / 18.153m (KN/m)

R2 = Ru2 x 14본 / 18.153m (KN/m)

R3 = Ru3 x 14본 / 18.153m (KN/m)

R4 = Ru4 x 14본 / 18.153m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	422.030	380.960	324.050	172.610
COMB 2	389.520	362.840	321.470	200.280
COMB 3	663.130	472.910	269.330	-121.740
COMB 4	742.170	637.160	516.620	258.500
COMB 5	646.510	565.530	469.980	257.490
COMB 6	1055.820	730.190	390.450	-233.710

ⓐ 기초자중에 의한 단면력

ⓑ 뒷채움 토사에 의한 단면력

ⓒ 상재하중에 의한 단면력

ⓓ 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

ⓔ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 x 1.000 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

Ma = R4 x 1.650 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

ⓕ 사용하중단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	133.118	219.645	456.051	469.825
COMB 2	154.462	254.862	411.708	408.158
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	199.364	328.951	389.805	360.519
COMB 5	198.585	327.665	367.585	335.355
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)] = 496.448 x 1000000 / [3096.800 x (1350.000 - 221.220/3)]
= 125.609 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x3096.800)]
= 221.220 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22.00/2 = 139.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 125.61) - 2.5 x 139.00 = 279.45 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 125.61) = 501.56 mm
Sa는 작은 값인 279.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 279.45 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 469.825 x 1000000 / [3096.800 x (1400.000 - 225.642/3)]
= 114.519 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x3096.800)]
= 225.642 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22.00/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.52) - 2.5 x 89.00 = 465.16 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 114.52) = 550.13 mm
Sa는 작은 값인 465.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 465.16 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=9.299

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 882.388 x 1000000 / [5139.200 x (2200.000 - 363.502/3)]
= 82.593 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2200.0/(7x5139.200)]
= 363.502 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.59) - 2.5 x 85.50 = 739.72 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.59) = 762.77 mm

Sa는 작은 값인 739.72 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 739.72 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 117.434 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 108.479 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 / 108.48) - 2.5 x 72.00 = 545.94 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.48) = 580.76 mm

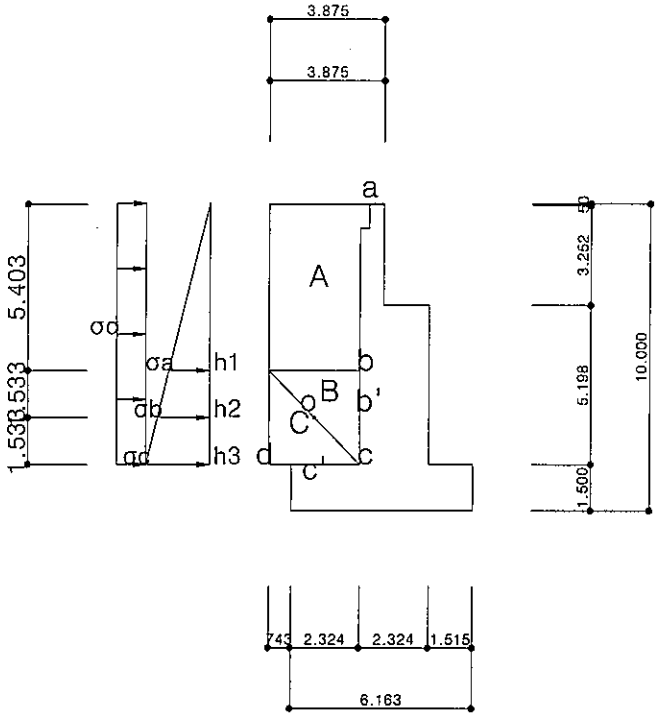
Sa는 작은 값인 545.94 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 545.94 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

36	37	38	35	34	33	32	31	30
39	88	87	86	85	84	83	28	29
40	89	130	129	128	127	82	27	
41	90	131	164	163	126	81	26	
42	91	132	165	162	125	80	25	
43	92	133	166	161	124	79	24	
44	93	134	167	160	123	78	23	
45	94	135	168	159	122	77	22	
46	95	136	169	158	121	76	21	
47	96	137	170	157	120	75	20	
48	97	138	171	156	119	74	19	
49	98	139	172	155	118	73	18	
50	99	140	173	154	117	72	17	
51	100	141	174	153	116	71	16	
52	101	142	175	152	115	70	15	
53	102	143	176	151	114	69	14	
54	103	144	177	150	113	68	13	
55	104	145	178	149	112	67	12	
56	105	146	147	148	111	66	11	
57	106	107	108	109	110	65	10	
58	59	60	61	62	63	64	9	
1	2	3	4	5	6	7	8	

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	208.417	190.763	239.582
전단력(kN)	0.000	186.140	225.435	264.622

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	122.598	112.213	140.931
전단력(kN)	0.000	109.494	132.609	155.660

(2) 철근량 검토

① A(T=610 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	610.0	530.0	80.0	208.4	186.1

* 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 (530.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03710

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1576.601 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.454]

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 = 0.00432

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 (530.00 - a/2) = 299.914 kN.m

≥ Mu (= 208.417 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.439]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 186.140 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=610 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	610.0	530.0	80.0	190.8	225.4

* 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 (530.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03710

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1440.268 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.591]

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 = 0.00432

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 (530.00 - a/2) = 299.914 kN.m

≥ Mu (= 190.763 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.572]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 225.435 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=610 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	610.0	530.0	80.0	239.6	264.6

* 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 (530.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02668

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1818.597 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.703]

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 = 0.00584

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 (530.00 - a/2) = 400.551 kN.m

≥ Mu (= 239.582 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.672]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 264.622 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=610 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.598 x 1000000 / [2292.000 x (530.000 - 115.349/3)]
= 108.818 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x2292.000)]
= 115.349 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 108.82) - 2.5 x 70.50 = 547.43 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.82) = 578.95 ㎜
Sa는 작은 값인 547.43 ㎜ 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 547.43 ㎜) ∴ O.K

② B(T=610 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 112.213 x 1000000 / [2292.000 x (530.000 - 115.349/3)]
= 99.601 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x2292.000)]
= 115.349 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.60) - 2.5 x 70.50 = 614.41 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.60) = 632.53 ㎜
Sa는 작은 값인 614.41 ㎜ 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 614.41 ㎜) ∴ O.K

③ C(T=610 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 140.931 x 1000000 / [3096.800 x (530.000 - 131.450/3)]
= 93.604 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x3096.800)]
= 131.450 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.60) - 2.5 x 69.00 = 668.81 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.60) = 673.05 ㎜

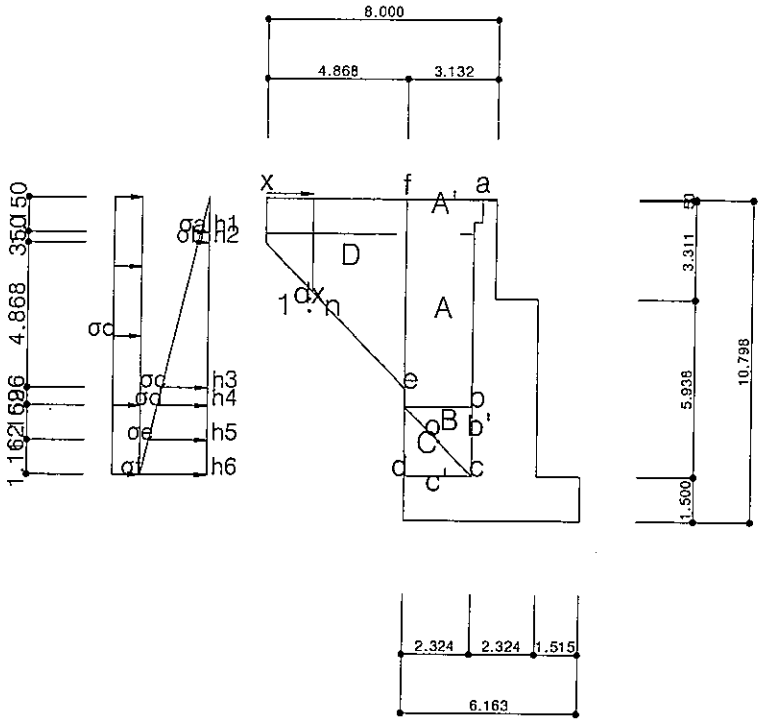
Sa는 작은 값인 668.81 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 668.81 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

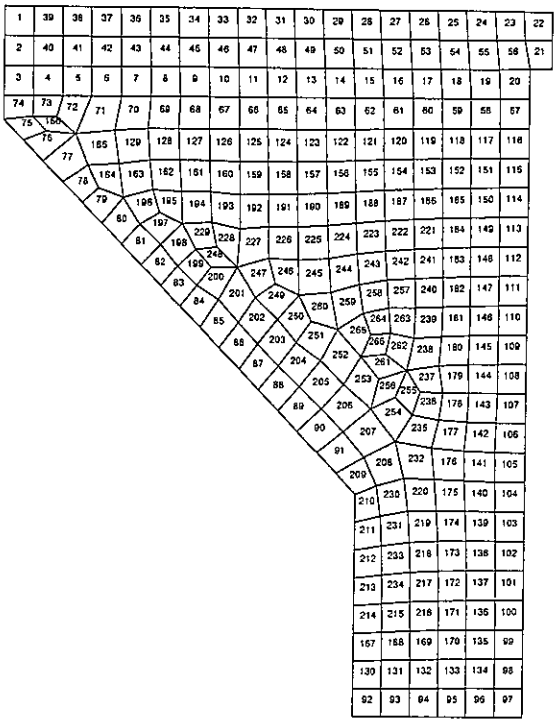


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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	단면 A'
모멘트(kN.m)	229.786	639.543	243.786	333.564	281.349
전단력(kN)	122.335	248.238	210.929	215.110	151.522

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	135.168	376.202	143.404	196.214	165.499
전단력(kN)	71.962	146.023	124.076	126.535	89.130

(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	229.8	122.3

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2566.354 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.207]

배근 : 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 (= 229.786 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.193]

* 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 (= 122.335 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=600 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	600.0	520.0	80.0	639.5	248.2

* 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 (520.00 - 109.924) / 109.924 = 0.01119

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5206.395 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.220]

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 = 0.01222

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 (520.00 - a/2) = 766.797 kN.m

≥ Mu (= 639.543 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.199]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 248.238 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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	281.3	151.5

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3183.357 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.996]

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 (= 281.349 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.862]

* 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 (= 151.522 kN) , 전단보강 불필요.

④ B(T=600 ㎜)

* 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)
1000.0	600.0	520.0	80.0	243.8	210.9

* 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 ㎜, 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1888.964 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.639]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 243.786 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.611]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 210.929 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ C(T=600 ㎜)

* 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)
1000.0	600.0	520.0	80.0	333.6	215.1

* 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2612.041 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.186]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 333.564 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.177]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 215.110 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 135.168 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 130.528 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 / 130.53) - 2.5 x 69.00 = 430.82 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 130.53) = 482.65 mm
Sa는 작은 값인 430.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 430.82 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 376.202 x 1000000 / [6353.600 x (520.000 - 175.143/3)]
= 128.268 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x6353.600)]
= 175.143 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 / 128.27) - 2.5 x 64.00 = 453.95 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 128.27) = 491.16 mm
Sa는 작은 값인 453.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 453.95 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 165.499 x 1000000 / [6353.600 x (370.000 - 142.313/3)]
= 80.754 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 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 80.75) - 2.5 x 64.00 = 815.19 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 80.75) = 780.15 ㎜

Sa는 작은 값인 780.15 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 780.15 ㎜) ∴ O.K

④ B(T=600 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.404 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 97.150 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x3096.800)]
= 130.028 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 97.15) - 2.5 x 69.00 = 638.11 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 97.15) = 648.48 ㎜

Sa는 작은 값인 638.11 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 638.11 ㎜) ∴ O.K

⑤ C(T=600 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 196.214 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 132.926 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x3096.800)]
= 130.028 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.93) - 2.5 x 69.00 = 419.93 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 132.93) = 473.95 ㎜

Sa는 작은 값인 419.93 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 419.93 ㎜) ∴ 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 12.430 = 8.701 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

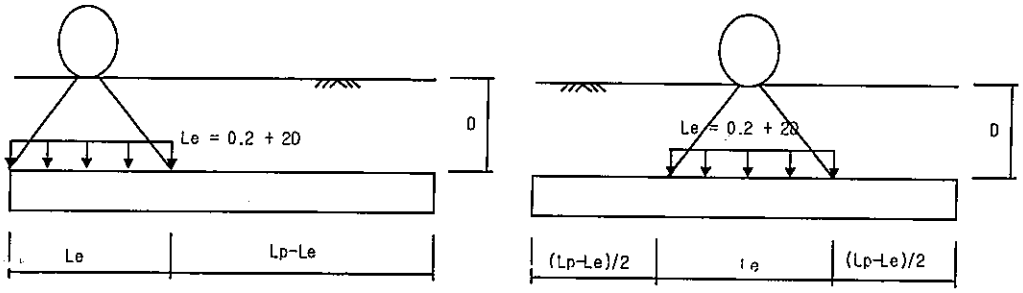
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 8.701 / 2 - 12.500 x 0. = 49.381 kN/m

Md = 12.500 x 8.701² / 8 = 118.293 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 Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 8.701 x 0.400) / (2 x 8.701)

= 78.419 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.701/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 178.901 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 49.381 + 2.15 x 78.419

= 232.796 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 118.293 + 2.15 x 178.901

= 538.417 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	500.0	400.0	100.0	538.4	232.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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 = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4376.184 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.174]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 538.417 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.153]

* 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 (= 232.796 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(8.701) = 18.65% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4376.2 ㎟

필요 철근량 : 4376.2 x 0.186 = 816.0 ㎟ < 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 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)] = 297.194 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 163.273 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]

= 137.443 ㎜

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

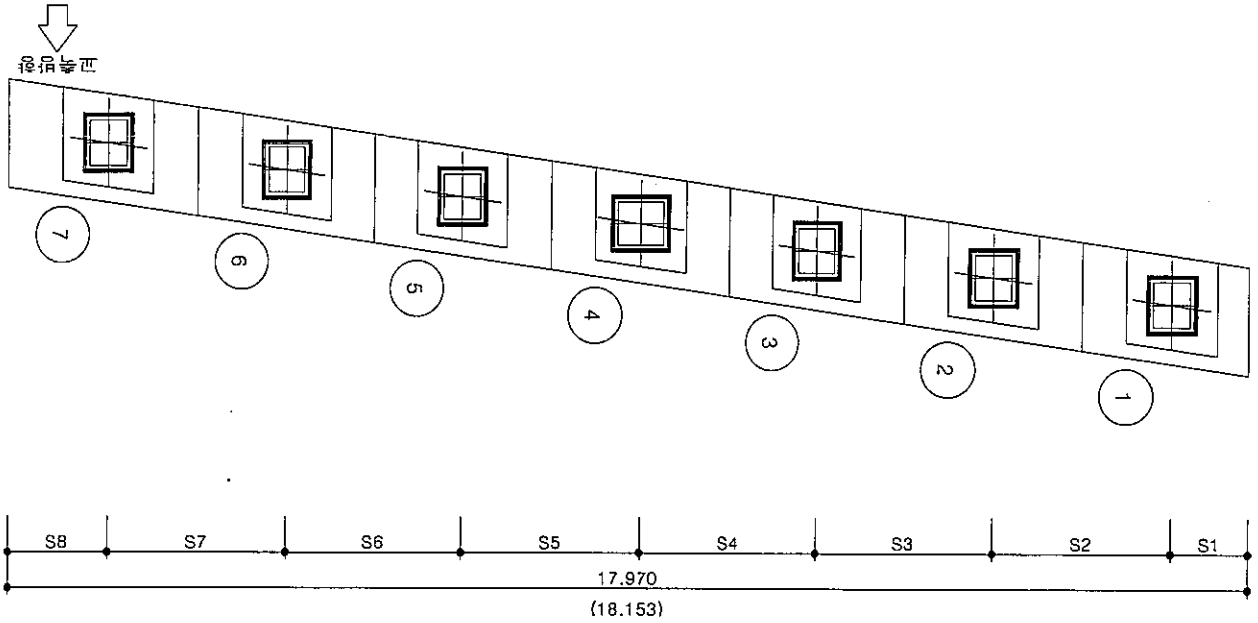
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 163.27) - 2.5 x 85.50 = 268.57 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 163.27) = 385.86 ㎜

Sa는 작은 값인 268.57 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.57 ㎜) ∴ 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 50.190 = 450.950 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.950	630.000	530.000	471.056	O.K
2	450.950	630.000	530.000	470.981	O.K
3	450.950	630.000	530.000	470.906	O.K
4	450.950	600.000	650.000	477.235	O.K
5	450.950	630.000	530.000	470.756	O.K
6	450.950	630.000	530.000	470.680	O.K
7	450.950	630.000	530.000	470.604	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 81.8° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 8.20°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 150.261 + 6.66 \times 15.943) \times (1 + 0.000125 \times 8.20^2)$

= 561.798 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1515 - 120 - 50 = 1345 mm ≥ 562 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1792.934	O.K	345.096	282.162	O.K
SHOE 2	2250.000	1754.556	O.K	345.096	280.462	O.K
SHOE 3	2250.000	1709.091	O.K	345.096	280.350	O.K
SHOE 4	2250.000	1694.249	O.K	345.096	281.412	O.K
SHOE 5	2250.000	1676.356	O.K	345.096	282.750	O.K
SHOE 6	2250.000	1678.183	O.K	345.096	284.162	O.K
SHOE 7	2250.000	1632.261	O.K	345.096	285.575	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	1792.934	212.152	164.154	1350.000	1683.200	
2	1754.556	210.874	164.192	1350.000	1777.950	
3	1709.091	210.789	164.229	1350.000	1777.950	
4	1694.249	211.588	164.229	1470.000	1762.950	
5	1676.356	212.594	164.182	1350.000	1777.950	
6	1678.183	213.656	164.089	1350.000	1777.950	
7	1632.261	214.718	163.966	1350.000	1856.400	

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	3254.657	4369.200	O.K	3360.330	4369.200	O.K
2	3206.743	4369.200	O.K	3416.236	4369.200	O.K
3	3159.513	4369.200	O.K	3356.328	4369.200	O.K
4	3201.259	4369.200	O.K	3204.933	3972.000	O.K
5	3137.943	4369.200	O.K	3312.699	4369.200	O.K
6	3146.899	4369.200	O.K	3314.490	4369.200	O.K
7	3106.843	4369.200	O.K	3269.456	4369.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1414.348	8738.400	O.K	1094.361	8738.400	O.K
2	1405.827	8738.400	O.K	1094.612	8738.400	O.K
3	1405.263	8738.400	O.K	1094.862	8738.400	O.K
4	1410.589	8738.400	O.K	1094.862	8738.400	O.K
5	1417.293	8738.400	O.K	1094.549	8738.400	O.K
6	1424.373	8738.400	O.K	1093.922	8738.400	O.K
7	1431.454	8738.400	O.K	1093.108	8738.400	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 7

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1632.261 kN.

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 100.2

  = 0.025048 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 1917.000 x 0.025048

  = 48.018 kN/m

  Hx1 = 48.018 / 1.15 = 41.755 kN

  Hx2 = 285.575 / 1.33 = 214.718 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 214.718 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 218.075 / 1.33 = 163.966 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 163.966 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 630.000 mm b1y = 530.000 mm

b2x = 820.000 mm b2y = 1442.800 mm

bcx = 2 x b2x = 1640.000 mm < 5 x b1x = 3150.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2885.600 mm > 5 x b1y = 2650.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 630.000/1640.000) x 1632.261 x 10^3 /150.000

= 1675.390 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 530.000/2650.000) x 1632.261 x 10^3 /150.000

= 2176.348 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 214.718 x 10^3 / 150.000

= 1431.454 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 163.966 x 10^3 / 150.000

= 1093.108 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 630.000 + 1442.800 = 2072.800 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 820.000 mm가 Bxo/2 = 1036.400 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 820.000 + (630.000+1442.800)/2 = 1856.400 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 530.000 + 820.000 = 1350.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2176.348 + 1093.108 = 3269.456 mm^2

Bxo = 1856.400 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1675.390 + 1431.454 = 3106.843 mm^2

Byo = 1350.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 7

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 163.966 x 10^3 / 150.000 = 1093.108 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

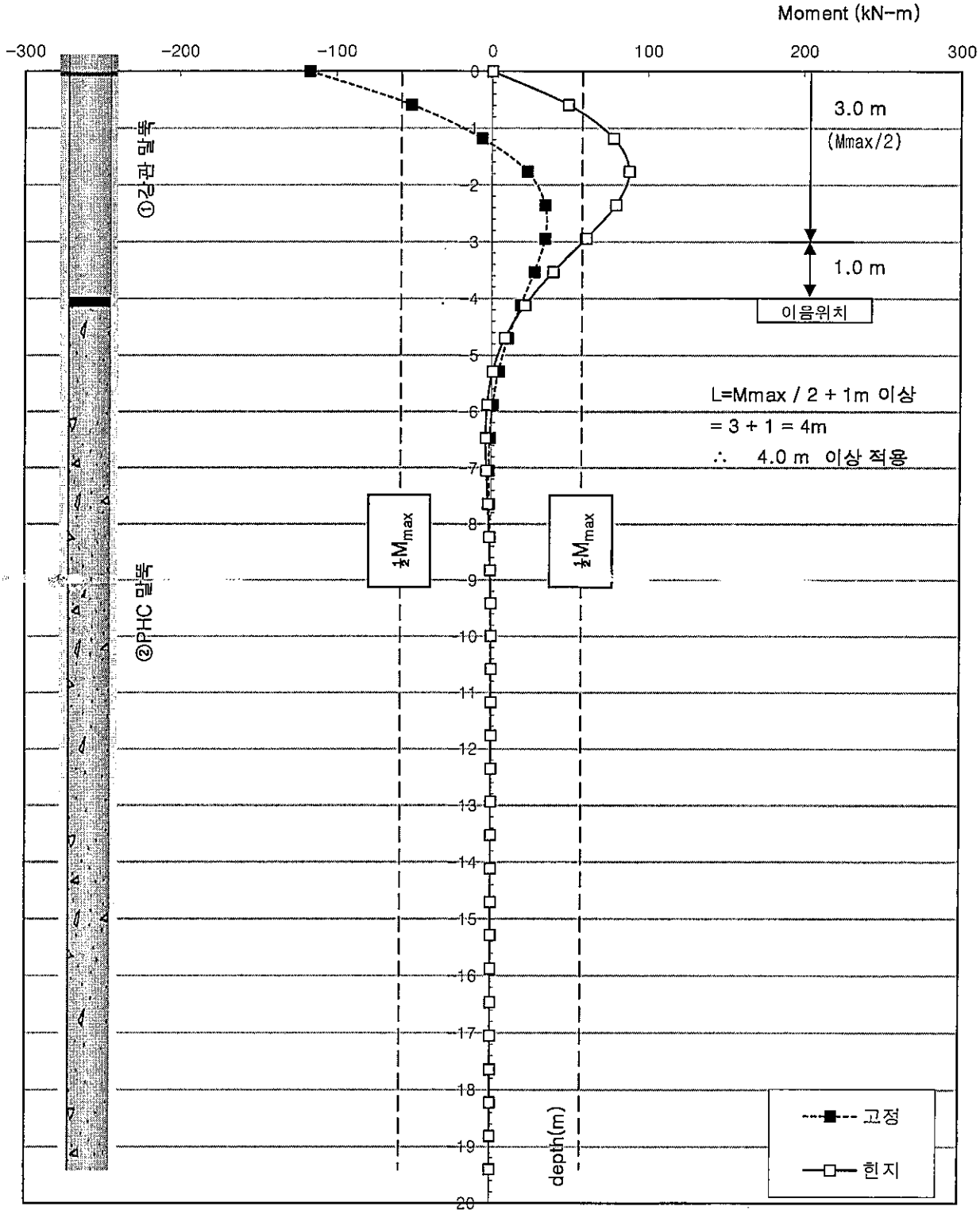
As1 = Hx/fsa = 214.718 x 10^3 / 150.000 = 1431.454 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 mm^2 ∴ O.K

11. 복합 말뚝계산

11.1 복합 이음위치 검토



11.2 복합 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 복합말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	20	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	10 · N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	19.3 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	4.0 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm⁴	
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	15.3 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm⁴	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

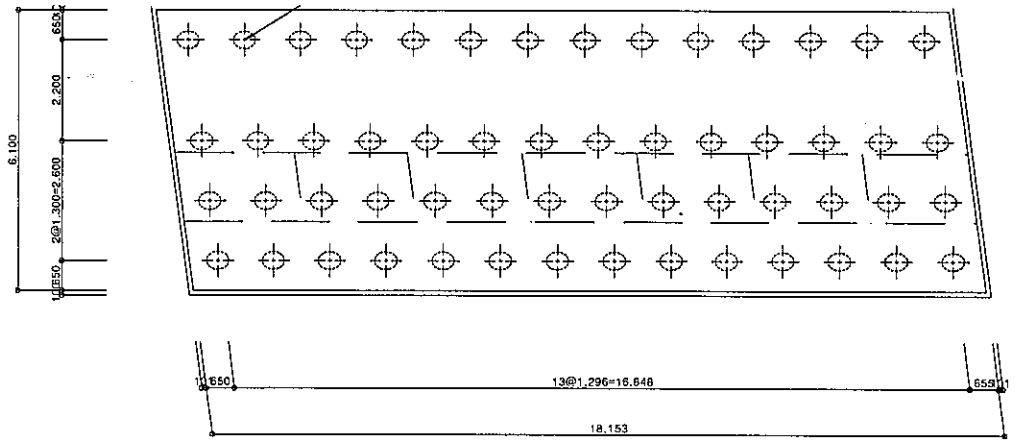
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

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	19785.154	6267.741	5559.628	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	19313.176	5736.511	3611.564	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	19313.176	8133.851	25744.464	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	31723.112	6603.880	14211.954	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	28617.315	6072.650	10960.432	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	28617.315	9873.235	44070.665	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	27584.126	10655.159	12164.600	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	26569.373	9752.069	9299.281	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	19313.176	8133.851	25744.464	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	45342.217	11092.140	24575.481	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	38664.754	10189.050	18829.735	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	28617.315	9873.235	44070.665	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	1.036
Kv	a·A·E / L	211329 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10·N	20000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.073	0.975	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_0$	66667	133333	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	25628	55066	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.431	0.521	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	8.310 ≥ 3	10.061 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	29522	52392	kN/m
	K2	2·E·I·β²	34281	50250	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	34281	50250	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	79615	96391	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β³	14761	26196	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1653209	2933972
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	-1919729	-2814009
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11834421	11834421
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	41640703	42580172
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	0.0041695	0.0016718	0.0003257	0.0071681	0.0023308	0.0006226
COMBO 2	0.0037726	0.0016319	0.0002607	0.0065065	0.0022451	0.0005233
COMBO 3	0.0035790	0.0016319	0.0008411	0.0035790	0.0016319	0.0008411
COMBO 4	0.0046393	0.0026806	0.0005552	0.0078131	0.0038314	0.0009504
COMBO 5	0.0042040	0.0024181	0.0004570	0.0070666	0.0032671	0.0007780
COMBO 6	0.0046527	0.0024181	0.0013425	0.0046527	0.0024181	0.0013425

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.653 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 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	0.0041695	0.0023803	0.0003257	503.029	111.924	-117.001
	2	0.0041695	0.0019569	0.0003257	413.539	111.924	-117.001
	3	0.0041695	0.0015334	0.0003257	324.050	111.924	-117.001
	4	0.0041695	0.0008168	0.0003257	172.607	111.924	-117.001
COMBO 2	1	0.0037726	0.0021989	0.0002607	464.687	102.438	-108.576
	2	0.0037726	0.0018600	0.0002607	393.077	102.438	-108.576
	3	0.0037726	0.0015212	0.0002607	321.467	102.438	-108.576
	4	0.0037726	0.0009477	0.0002607	200.282	102.438	-108.576
COMBO 3	1	0.0035790	0.0034614	0.0008411	731.501	145.247	-98.769
	2	0.0035790	0.0023679	0.0008411	500.416	145.247	-98.769
	3	0.0035790	0.0012745	0.0008411	269.331	145.247	-98.769
	4	0.0035790	-0.0005760	0.0008411	-121.735	145.247	-98.769
COMBO 4	1	0.0046393	0.0038881	0.0005552	821.667	117.926	-114.838
	2	0.0046393	0.0031664	0.0005552	669.144	117.926	-114.838
	3	0.0046393	0.0024446	0.0005552	516.621	117.926	-114.838
	4	0.0046393	0.0012232	0.0005552	258.504	117.926	-114.838
COMBO 5	1	0.0042040	0.0034122	0.0004570	721.091	108.440	-107.729
	2	0.0042040	0.0028180	0.0004570	595.533	108.440	-107.729
	3	0.0042040	0.0022239	0.0004570	469.976	108.440	-107.729
	4	0.0042040	0.0012184	0.0004570	257.494	108.440	-107.729
COMBO 6	1	0.0046527	0.0053381	0.0013425	1128.087	176.308	-104.397
	2	0.0046527	0.0035928	0.0013425	759.267	176.308	-104.397
	3	0.0046527	0.0018476	0.0013425	390.448	176.308	-104.397
	4	0.0046527	-0.0011059	0.0013425	-233.708	176.308	-104.397

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0071681	0.0036850	0.0006226	778.745	190.271	-196.161
	2	0.0071681	0.0028756	0.0006226	607.700	190.271	-196.161
	3	0.0071681	0.0020662	0.0006226	436.655	190.271	-196.161
	4	0.0071681	0.0006965	0.0006226	147.195	190.271	-196.161
COMBO 2	1	0.0065065	0.0033832	0.0005233	714.977	174.144	-181.388
	2	0.0065065	0.0027030	0.0005233	571.216	174.144	-181.388
	3	0.0065065	0.0020227	0.0005233	427.454	174.144	-181.388
	4	0.0065065	0.0008715	0.0005233	184.166	174.144	-181.388
COMBO 3	1	0.0035790	0.0034614	0.0008411	731.501	145.247	-98.769
	2	0.0035790	0.0023679	0.0008411	500.416	145.247	-98.769
	3	0.0035790	0.0012745	0.0008411	269.331	145.247	-98.769
	4	0.0035790	-0.0005760	0.0008411	-121.735	145.247	-98.769
COMBO 4	1	0.0078131	0.0058985	0.0009504	1246.515	198.074	-192.174
	2	0.0078131	0.0046630	0.0009504	985.420	198.074	-192.174
	3	0.0078131	0.0034275	0.0009504	724.324	198.074	-192.174
	4	0.0078131	0.0013366	0.0009504	282.471	198.074	-192.174
COMBO 5	1	0.0070666	0.0049593	0.0007780	1048.034	181.947	-180.310
	2	0.0070666	0.0039479	0.0007780	834.301	181.947	-180.310
	3	0.0070666	0.0029365	0.0007780	620.568	181.947	-180.310
	4	0.0070666	0.0012249	0.0007780	258.866	181.947	-180.310
COMBO 6	1	0.0046527	0.0053381	0.0013425	1128.087	176.308	-104.397
	2	0.0046527	0.0035928	0.0013425	759.267	176.308	-104.397
	3	0.0046527	0.0018476	0.0013425	390.448	176.308	-104.397
	4	0.0046527	-0.0011059	0.0013425	-233.708	176.308	-104.397

ⓒ 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	2.175	0	503.029	111.924	-117.001	14
	2	0.875	0	413.539	111.924	-117.001	14
	3	-0.425	0	324.050	111.924	-117.001	14
	4	-2.625	0	172.607	111.924	-117.001	14
	계			19785.154	6267.741	5559.628	56
COMBO 2	1	2.175	0	464.687	102.438	-108.576	14
	2	0.875	0	393.077	102.438	-108.576	14
	3	-0.425	0	321.467	102.438	-108.576	14
	4	-2.625	0	200.282	102.438	-108.576	14
	계			19313.176	5736.511	3611.564	56
COMBO 3	1	2.175	0	731.501	145.247	-98.769	14
	2	0.875	0	500.416	145.247	-98.769	14
	3	-0.425	0	269.331	145.247	-98.769	14
	4	-2.625	0	-121.735	145.247	-98.769	14
	계			19313.176	8133.851	25744.464	56
COMBO 4	1	2.175	0	821.667	117.926	-114.838	14
	2	0.875	0	669.144	117.926	-114.838	14
	3	-0.425	0	516.621	117.926	-114.838	14
	4	-2.625	0	258.504	117.926	-114.838	14
	계			31723.112	6603.880	14211.954	56
COMBO 5	1	2.175	0	721.091	108.440	-107.729	14
	2	0.875	0	595.533	108.440	-107.729	14
	3	-0.425	0	469.976	108.440	-107.729	14
	4	-2.625	0	257.494	108.440	-107.729	14
	계			28617.315	6072.650	10960.432	56
COMBO 6	1	2.175	0	1128.087	176.308	-104.397	14
	2	0.875	0	759.267	176.308	-104.397	14
	3	-0.425	0	390.448	176.308	-104.397	14
	4	-2.625	0	-233.708	176.308	-104.397	14
	계			28617.315	9873.235	44070.665	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.175	0	778.745	190.271	-196.161	14
	2	0.875	0	607.700	190.271	-196.161	14
	3	-0.425	0	436.655	190.271	-196.161	14
	4	-2.625	0	147.195	190.271	-196.161	14
	계			27584.126	10655.159	12164.600	56
COMBO 2	1	2.175	0	714.977	174.144	-181.388	14
	2	0.875	0	571.216	174.144	-181.388	14
	3	-0.425	0	427.454	174.144	-181.388	14
	4	-2.625	0	184.166	174.144	-181.388	14
	계			26569.373	9752.069	9299.281	56
COMBO 3	1	2.175	0	731.501	145.247	-98.769	14
	2	0.875	0	500.416	145.247	-98.769	14
	3	-0.425	0	269.331	145.247	-98.769	14
	4	-2.625	0	-121.735	145.247	-98.769	14
	계			19313.176	8133.851	25744.464	56
COMBO 4	1	2.175	0	1246.515	198.074	-192.174	14
	2	0.875	0	985.420	198.074	-192.174	14
	3	-0.425	0	724.324	198.074	-192.174	14
	4	-2.625	0	282.471	198.074	-192.174	14
	계			45342.217	11092.140	24575.481	56
COMBO 5	1	2.175	0	1048.034	181.947	-180.310	14
	2	0.875	0	834.301	181.947	-180.310	14
	3	-0.425	0	620.568	181.947	-180.310	14
	4	-2.625	0	258.866	181.947	-180.310	14
	계			38664.754	10189.050	18829.735	56
COMBO 6	1	2.175	0	1128.087	176.308	-104.397	14
	2	0.875	0	759.267	176.308	-104.397	14
	3	-0.425	0	390.448	176.308	-104.397	14
	4	-2.625	0	-233.708	176.308	-104.397	14
	계			28617.315	9873.235	44070.665	56

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	826604	1466986
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	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
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11834421	11834421
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	37182271	37182271
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	0.0075825	0.0016718	0.0001495	0.0128903	0.0023308	0.0003272
COMBO 2	0.0069399	0.0016319	0.0000971	0.0117977	0.0022451	0.0002501
COMBO 3	0.0055446	0.0016319	0.0006924	0.0055446	0.0016319	0.0006924
COMBO 4	0.0079892	0.0026806	0.0003822	0.0134189	0.0038314	0.0006609
COMBO 5	0.0073465	0.0024181	0.0002948	0.0123264	0.0032671	0.0005064
COMBO 6	0.0067303	0.0024181	0.0011853	0.0067303	0.0024181	0.0011853

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.989 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ 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	0.0075825	0.0019970	0.0001495	422.033	111.924	0.000
	2	0.0075825	0.0018027	0.0001495	380.955	111.924	0.000
	3	0.0075825	0.0016083	0.0001495	339.877	111.924	0.000
	4	0.0075825	0.0012793	0.0001495	270.360	111.924	0.000
COMBO 2	1	0.0069399	0.0018432	0.0000971	389.524	102.438	0.000
	2	0.0069399	0.0017169	0.0000971	362.839	102.438	0.000
	3	0.0069399	0.0015907	0.0000971	336.154	102.438	0.000
	4	0.0069399	0.0013770	0.0000971	290.996	102.438	0.000
COMBO 3	1	0.0055446	0.0031379	0.0006924	663.127	145.247	0.000
	2	0.0055446	0.0022378	0.0006924	472.909	145.247	0.000
	3	0.0055446	0.0013377	0.0006924	282.692	145.247	0.000
	4	0.0055446	-0.0001856	0.0006924	-39.215	145.247	0.000
COMBO 4	1	0.0079892	0.0035119	0.0003822	742.170	117.926	0.000
	2	0.0079892	0.0030150	0.0003822	637.162	117.926	0.000
	3	0.0079892	0.0025181	0.0003822	532.155	117.926	0.000
	4	0.0079892	0.0016772	0.0003822	354.450	117.926	0.000
COMBO 5	1	0.0073465	0.0030593	0.0002948	646.514	108.440	0.000
	2	0.0073465	0.0026761	0.0002948	565.531	108.440	0.000
	3	0.0073465	0.0022929	0.0002948	484.548	108.440	0.000
	4	0.0073465	0.0016444	0.0002948	347.500	108.440	0.000
COMBO 6	1	0.0067303	0.0049961	0.0011853	1055.817	176.308	0.000
	2	0.0067303	0.0034552	0.0011853	730.193	176.308	0.000
	3	0.0067303	0.0019144	0.0011853	404.570	176.308	0.000
	4	0.0067303	-0.0006932	0.0011853	-146.486	176.308	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0128903	0.0030424	0.0003272	642.950	190.271	0.000
	2	0.0128903	0.0026171	0.0003272	553.070	190.271	0.000
	3	0.0128903	0.0021918	0.0003272	463.190	190.271	0.000
	4	0.0128903	0.0014720	0.0003272	311.085	190.271	0.000
COMBO 2	1	0.0117977	0.0027891	0.0002501	589.409	174.144	0.000
	2	0.0117977	0.0024639	0.0002501	520.700	174.144	0.000
	3	0.0117977	0.0021388	0.0002501	451.990	174.144	0.000
	4	0.0117977	0.0015886	0.0002501	335.713	174.144	0.000
COMBO 3	1	0.0055446	0.0031379	0.0006924	663.127	145.247	0.000
	2	0.0055446	0.0022378	0.0006924	472.909	145.247	0.000
	3	0.0055446	0.0013377	0.0006924	282.692	145.247	0.000
	4	0.0055446	-0.0001856	0.0006924	-39.215	145.247	0.000
COMBO 4	1	0.0134189	0.0052689	0.0006609	1113.480	198.074	0.000
	2	0.0134189	0.0044097	0.0006609	931.900	198.074	0.000
	3	0.0134189	0.0035505	0.0006609	750.320	198.074	0.000
	4	0.0134189	0.0020964	0.0006609	443.030	198.074	0.000
COMBO 5	1	0.0123264	0.0043686	0.0005064	923.212	181.947	0.000
	2	0.0123264	0.0037103	0.0005064	784.085	181.947	0.000
	3	0.0123264	0.0030519	0.0005064	644.958	181.947	0.000
	4	0.0123264	0.0019378	0.0005064	409.513	181.947	0.000
COMBO 6	1	0.0067303	0.0049961	0.0011853	1055.817	176.308	0.000
	2	0.0067303	0.0034552	0.0011853	730.193	176.308	0.000
	3	0.0067303	0.0019144	0.0011853	404.570	176.308	0.000
	4	0.0067303	-0.0006932	0.0011853	-146.486	176.308	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	2.175	0	422.033	111.924	0.000	14
	2	0.875	0	380.955	111.924	0.000	14
	3	-0.425	0	339.877	111.924	0.000	14
	4	-2.625	0	270.360	111.924	0.000	14
	계			19785.154	6267.741	5559.628	56
COMBO 2	1	2.175	0	389.524	102.438	0.000	14
	2	0.875	0	362.839	102.438	0.000	14
	3	-0.425	0	336.154	102.438	0.000	14
	4	-2.625	0	290.996	102.438	0.000	14
	계			19313.176	5736.511	3611.564	56
COMBO 3	1	2.175	0	663.127	145.247	0.000	14
	2	0.875	0	472.909	145.247	0.000	14
	3	-0.425	0	282.692	145.247	0.000	14
	4	-2.625	0	-39.215	145.247	0.000	14
	계			19313.176	8133.851	25744.464	56
COMBO 4	1	2.175	0	742.170	117.926	0.000	14
	2	0.875	0	637.162	117.926	0.000	14
	3	-0.425	0	532.155	117.926	0.000	14
	4	-2.625	0	354.450	117.926	0.000	14
	계			31723.112	6603.880	14211.954	56
COMBO 5	1	2.175	0	646.514	108.440	0.000	14
	2	0.875	0	565.531	108.440	0.000	14
	3	-0.425	0	484.548	108.440	0.000	14
	4	-2.625	0	347.500	108.440	0.000	14
	계			28617.315	6072.650	10960.432	56
COMBO 6	1	2.175	0	1055.817	176.308	0.000	14
	2	0.875	0	730.193	176.308	0.000	14
	3	-0.425	0	404.570	176.308	0.000	14
	4	-2.625	0	-146.486	176.308	0.000	14
	계			28617.315	9873.235	44070.665	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.175	0	642.950	190.271	0.000	14
	2	0.875	0	553.070	190.271	0.000	14
	3	-0.425	0	463.190	190.271	0.000	14
	4	-2.625	0	311.085	190.271	0.000	14
	계			27584.126	10655.159	12164.600	56
COMBO 2	1	2.175	0	589.409	174.144	0.000	14
	2	0.875	0	520.700	174.144	0.000	14
	3	-0.425	0	451.990	174.144	0.000	14
	4	-2.625	0	335.713	174.144	0.000	14
	계			26569.373	9752.069	9299.281	56
COMBO 3	1	2.175	0	663.127	145.247	0.000	14
	2	0.875	0	472.909	145.247	0.000	14
	3	-0.425	0	282.692	145.247	0.000	14
	4	-2.625	0	-39.215	145.247	0.000	14
	계			19313.176	8133.851	25744.464	56
COMBO 4	1	2.175	0	1113.480	198.074	0.000	14
	2	0.875	0	931.900	198.074	0.000	14
	3	-0.425	0	750.320	198.074	0.000	14
	4	-2.625	0	443.030	198.074	0.000	14
	계			45342.217	11092.140	24575.481	56
COMBO 5	1	2.175	0	923.212	181.947	0.000	14
	2	0.875	0	784.085	181.947	0.000	14
	3	-0.425	0	644.958	181.947	0.000	14
	4	-2.625	0	409.513	181.947	0.000	14
	계			38664.754	10189.050	18829.735	56
COMBO 6	1	2.175	0	1055.817	176.308	0.000	14
	2	0.875	0	730.193	176.308	0.000	14
	3	-0.425	0	404.570	176.308	0.000	14
	4	-2.625	0	-146.486	176.308	0.000	14
	계			28617.315	9873.235	44070.665	56

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	503.029	111.924	-117.001	778.745	190.271	-196.161
	2	413.539	111.924	-117.001	607.700	190.271	-196.161
	3	324.050	111.924	-117.001	436.655	190.271	-196.161
	4	172.607	111.924	-117.001	147.195	190.271	-196.161
COMBO 2	1	464.687	102.438	-108.576	714.977	174.144	-181.388
	2	393.077	102.438	-108.576	571.216	174.144	-181.388
	3	321.467	102.438	-108.576	427.454	174.144	-181.388
	4	200.282	102.438	-108.576	184.166	174.144	-181.388
COMBO 3	1	731.501	145.247	-98.769	731.501	145.247	-98.769
	2	500.416	145.247	-98.769	500.416	145.247	-98.769
	3	269.331	145.247	-98.769	269.331	145.247	-98.769
	4	-121.735	145.247	-98.769	-121.735	145.247	-98.769
COMBO 4	1	821.667	117.926	-114.838	1246.515	198.074	-192.174
	2	669.144	117.926	-114.838	985.420	198.074	-192.174
	3	516.621	117.926	-114.838	724.324	198.074	-192.174
	4	258.504	117.926	-114.838	282.471	198.074	-192.174
COMBO 5	1	721.091	108.440	-107.729	1048.034	181.947	-180.310
	2	595.533	108.440	-107.729	834.301	181.947	-180.310
	3	469.976	108.440	-107.729	620.568	181.947	-180.310
	4	257.494	108.440	-107.729	258.866	181.947	-180.310
COMBO 6	1	1128.087	176.308	-104.397	1128.087	176.308	-104.397
	2	759.267	176.308	-104.397	759.267	176.308	-104.397
	3	390.448	176.308	-104.397	390.448	176.308	-104.397
	4	-233.708	176.308	-104.397	-233.708	176.308	-104.397

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	422.033	111.924	0.000	642.950	190.271	0.000
	2	380.955	111.924	0.000	553.070	190.271	0.000
	3	339.877	111.924	0.000	463.190	190.271	0.000
	4	270.360	111.924	0.000	311.085	190.271	0.000
COMBO 2	1	389.524	102.438	0.000	589.409	174.144	0.000
	2	362.839	102.438	0.000	520.700	174.144	0.000
	3	336.154	102.438	0.000	451.990	174.144	0.000
	4	290.996	102.438	0.000	335.713	174.144	0.000
COMBO 3	1	663.127	145.247	0.000	663.127	145.247	0.000
	2	472.909	145.247	0.000	472.909	145.247	0.000
	3	282.692	145.247	0.000	282.692	145.247	0.000
	4	-39.215	145.247	0.000	-39.215	145.247	0.000
COMBO 4	1	742.170	117.926	0.000	1113.480	198.074	0.000
	2	637.162	117.926	0.000	931.900	198.074	0.000
	3	532.155	117.926	0.000	750.320	198.074	0.000
	4	354.450	117.926	0.000	443.030	198.074	0.000
COMBO 5	1	646.514	108.440	0.000	923.212	181.947	0.000
	2	565.531	108.440	0.000	784.085	181.947	0.000
	3	484.548	108.440	0.000	644.958	181.947	0.000
	4	347.500	108.440	0.000	409.513	181.947	0.000
COMBO 6	1	1055.817	176.308	0.000	1055.817	176.308	0.000
	2	730.193	176.308	0.000	730.193	176.308	0.000
	3	404.570	176.308	0.000	404.570	176.308	0.000
	4	-146.486	176.308	0.000	-146.486	176.308	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1519.000 kN(평상시)

Ra2 = 2278.500 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.989 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 6.730 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 395.800 kN(평상시)

Pa2 = 593.700 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	503.029	172.607	1519.000	395.800	O.K
	HINGE	422.033	270.360	1519.000	395.800	O.K
COMBO 2	FIX	464.687	200.282	1519.000	395.800	O.K
	HINGE	389.524	290.996	1519.000	395.800	O.K
COMBO 3	FIX	731.501	-121.735	2278.500	593.700	O.K
	HINGE	663.127	-39.215	2278.500	593.700	O.K
COMBO 4	FIX	821.667	258.504	1519.000	395.800	O.K
	HINGE	742.170	354.450	1519.000	395.800	O.K
COMBO 5	FIX	721.091	257.494	1519.000	395.800	O.K
	HINGE	646.514	347.500	1519.000	395.800	O.K
COMBO 6	FIX	1128.087	-233.708	2278.500	593.700	O.K
	HINGE	1055.817	-146.486	2278.500	593.700	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	503.029	117.001	97.806	140	O.K
	HINGE	422.033	83.803	74.098	140	O.K
COMBO 2	FIX	464.687	108.576	90.625	140	O.K
	HINGE	389.524	76.700	68.031	140	O.K
COMBO 3	FIX	731.501	98.769	102.663	210	O.K
	HINGE	663.127	89.826	93.228	210	O.K
COMBO 4	FIX	821.667	114.838	117.476	140	O.K
	HINGE	742.170	88.298	97.557	140	O.K
COMBO 5	FIX	721.091	107.729	106.949	140	O.K
	HINGE	646.514	81.195	87.355	140	O.K
COMBO 6	FIX	1128.087	104.397	131.758	210	O.K
	HINGE	1055.817	109.035	129.596	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	111.924	14.657	80	O.K
	HINGE	111.924	14.657	80	O.K
COMBO 2	FIX	102.438	13.415	80	O.K
	HINGE	102.438	13.415	80	O.K
COMBO 3	FIX	145.247	19.021	120	O.K
	HINGE	145.247	19.021	120	O.K
COMBO 4	FIX	117.926	15.443	80	O.K
	HINGE	117.926	15.443	80	O.K
COMBO 5	FIX	108.440	14.201	80	O.K
	HINGE	108.440	14.201	80	O.K
COMBO 6	FIX	176.308	23.088	120	O.K
	HINGE	176.308	23.088	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	821.667	20.609	13.920	9.648	20	0	O.K
	HINGE	742.170	25.275	13.651	8.411	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	1128.087	24.713	17.248	12.125	26.60	-3	O.K
	HINGE	1055.817	38.025	17.944	10.061	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	-233.708	24.713	4.347	-0.776	26.60	-3	O.K
	HINGE	-146.486	38.025	6.554	-1.329	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

= 1.339 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.339 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 = 1.14 MPa (평상시)

※ τpa = 1.140 MPa (평상시) 적용

= 1.516 MPa (지진시)

$\tau p = \alpha \times Ho / Ap$

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	15.384	0.285	1.140	O.K
	HINGE	39.809	0.737	1.140	O.K
지진시최대	FIX	30.561	0.566	1.516	O.K
	HINGE	70.182	1.299	1.516	O.K

종점 교대(옥산방향)

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	2016.853	464.185	O.K
	활동에 대한 안정	388.111	174.483	O.K
	지지력에 대한 안정	725	320.94	O.K
지진시	전도에 대한 안정	2678.231	1258.566	O.K
	활동에 대한 안정	376.111	226.763	O.K
	지지력에 대한 안정	1087.5	466.32	O.K

■ 단면 휨 설계

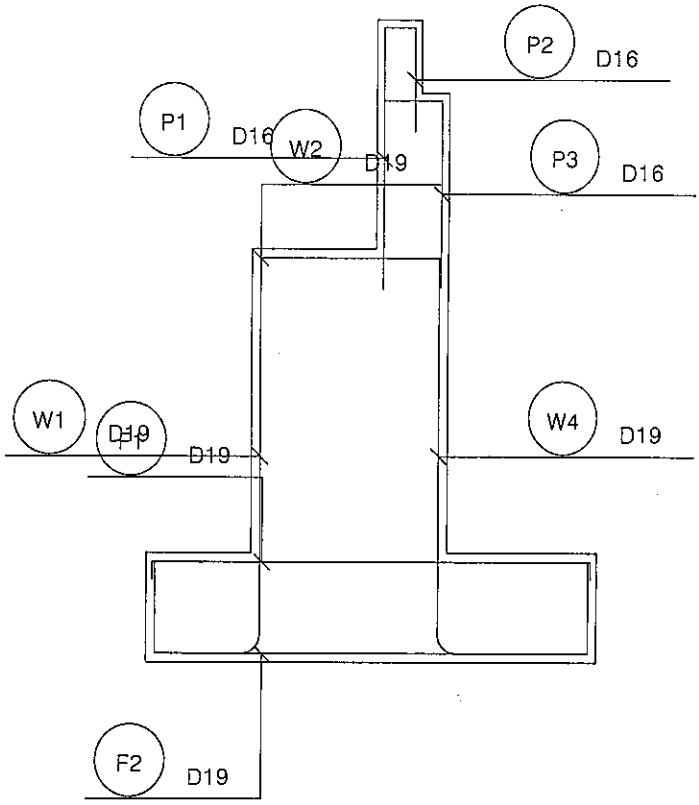
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	100	1083.95	2292	301.846	633.056	2.097	O.K
후면저판		1200	100	765.799	2292	213.707	633.056	2.962	O.K
벽체 : H=6.340		2200	100	1471.25	2292	783.796	1217.516	1.553	O.K
흉벽		800	80	713.355	1588.8	130.018	286.971	2.207	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1252.59	2292	115.24	206.4	1.791	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2893.18	3096.8	257.277	274.202	1.066	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1348.42	2292	123.814	206.4	1.667	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2028.8	2292	183.699	206.4	1.124	O.K
우측날개벽	A(T=450 mm)	450	80	410.762	1588.8	38.439	145.17	3.777	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	182.443	1588.8	17.151	145.17	8.464	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	224.801	1588.8	21.115	145.17	6.875	O.K

■ 사용성 검토

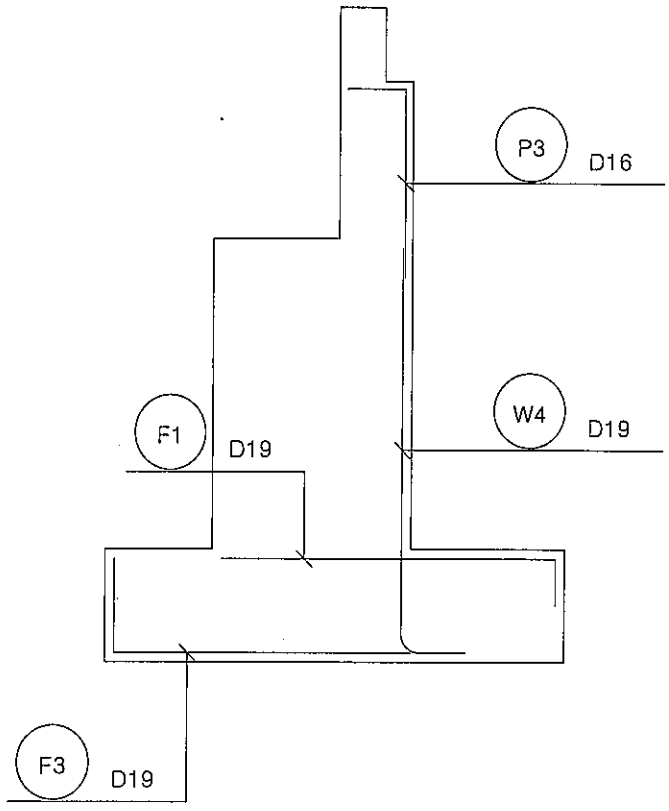
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		81.871	150	125	735.631	O.K
후면저판		37.462	150	125	1681.684	O.K
벽체 : H=6.340		64.193	150	125	981.411	O.K
흉벽		70.649	150	125	891.73	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	87.339	150	125	721.329	O.K
	A(T=450 mm)	146.144	150	125	366.353	O.K
	B(T=450 mm)	93.837	150	125	662.971	O.K
	C(T=450 mm)	139.223	150	125	389.389	O.K
우측날개벽	A(T=450 mm)	41.462	150	125	1519.447	O.K
	B(T=450 mm)	18.5	150	125	3405.393	O.K
	C(T=450 mm)	22.776	150	125	2766.065	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

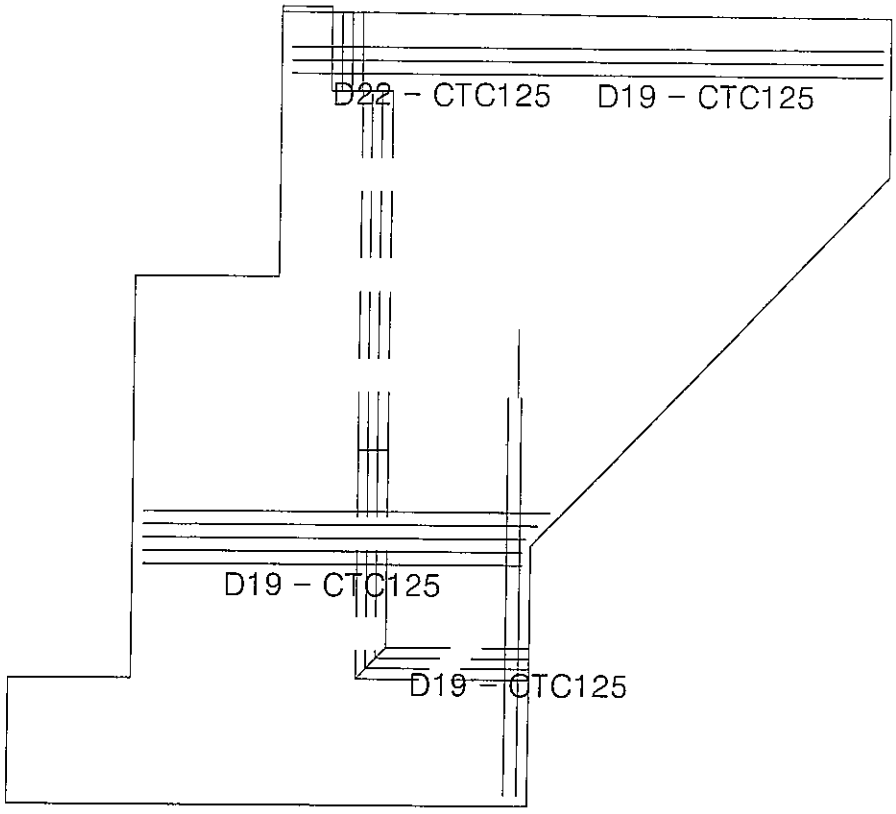


- ② Cycle (CTC = 250)

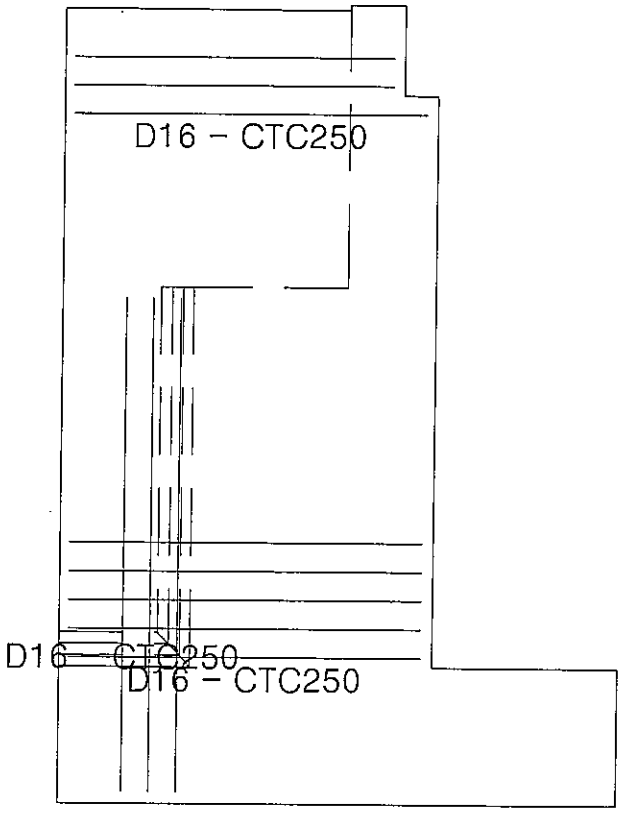


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 12.962 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.540 M
(6) 기 초 형 식 : 직접기초
(7) SKEW : 94.374 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 369.656 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 130.481 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 42.386 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 725.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.600 ; $\tan\Phi b$ = 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]

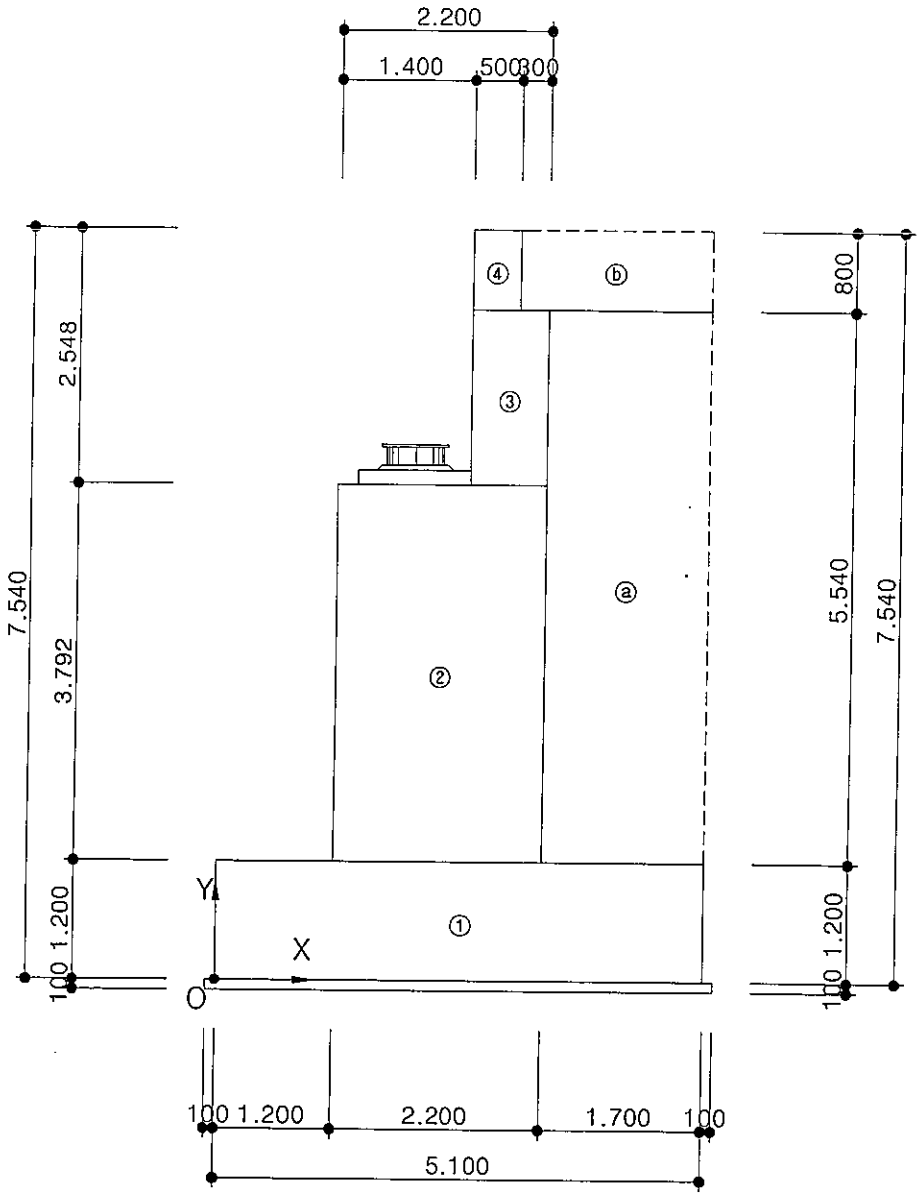
5) 설 계 방 법

(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 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	956.768	953.564	944.428	957.369	979.477	4791.606
활하중	215.823	297.222	376.180	407.697	394.413	1691.335

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	198.350	197.070	196.980	197.990	199.530	989.920
직각방향	137.740	137.880	137.950	137.960	137.940	689.470

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	5.100 × 1.200	= 6.120	25.000	153.000	11.781
	②	2.200 × 3.792	= 8.342	25.000	208.550	16.058
	③	0.800 × 1.748	= 1.398	25.000	34.955	2.692
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.260		406.506	31.301
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.540	= 9.417	20.000	188.346	14.503
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 11.017		220.346	16.967
총 계					626.852	48.268

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	2.550	0.600	390.150	7.069
	②	2.300	3.096	479.666	49.715
	③	3.000	5.866	104.866	15.788
	④	2.850	7.140	28.500	5.497
	소 계			1003.182	78.069
뒷채움재	ⓐ	4.250	3.970	800.471	57.573
	ⓑ	4.100	7.140	131.200	17.592
	소 계			931.671	75.165
총 계				1934.853	153.234

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1003.182 / 406.506 = 2.468 m
  Y = 78.069 / 31.301 = 2.494 m
- 뒷채움재 : X = 931.671 / 220.346 = 4.228 m
  Y = 75.165 / 16.967 = 4.430 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)

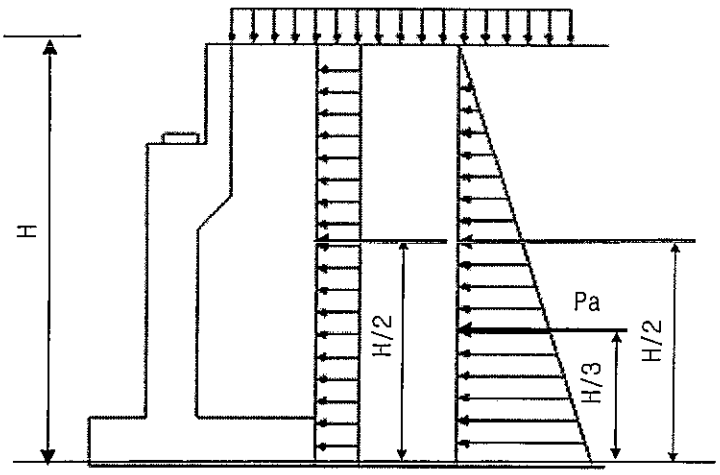
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 7.540 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.540^2 x cos(0.000)

= 154.051 kN

y = H / 3 = 2.513 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.540 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.540^2 x cos(0.000)

= 178.495 kN

y = H / 2 = 3.770 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.340 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.340^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 98.794 kN

y = H / 3 = 2.113 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.340 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.340^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 126.198 kN

y = H / 2 = 3.170 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 4791.606 ÷ (12.925 / sin94.374) = 369.656 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1691.335 ÷ (12.925 / sin94.374) = 130.481 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.1$

$= 0.010023$ m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 12.962 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2396.500 \times 0.010023 \times 5 / 12.962$

$= 9.265$ 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
KH	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
δ(m)	0.08275	0.08225	0.08222	0.08263	0.08325

$Fm = 53.190 \times \cos 94.4 + 76.369 \times \sin 94.4$

$= 80.203$ kN/m

H1 = 689.470 ÷ (12.925 / sin94.4) = 53.190 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 989.920 ÷ (12.925 / sin94.4) = 76.369 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

$P1 = 10.000 \times 2.000 = 20.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.540 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 7.540 \times \cos 0.000$

$= 20.432$ kN

$y = H / 2 = 3.770$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.340 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 6.340 \times \cos 11.667$

$= 15.584$ kN

$y = H / 2 = 3.170$ 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)	406.506	-	2.468	2.494	1003.183	-
2. 교대구체(지진시)	406.506	31.301	2.468	2.494	1003.183	78.069
3. 뒷채움재(평상시)	220.346	-	4.228	4.430	931.671	-
4. 뒷채움재(지진시)	220.346	16.967	4.228	4.430	931.671	75.166
5. 배면토압(평상시)	-	154.051	-	2.513	-	387.161
6. 배면토압(지진시)	-	178.495	-	3.770	-	672.890
7. 뒷채움 상재하중	20.000	20.432	4.100	3.770	82.000	77.024
8. 상부 고정하중반력	369.656	-	2.011	-	743.378	-
9. 상부 활하중반력	130.481	-	2.011	-	262.397	-
10. 교량받침마찰력	-	9.265	-	5.392	-	49.955
11. 상부관성력	-	80.203	-	5.392	-	432.441

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)	646.852	174.483	2016.854	464.185
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	626.852	154.051	1934.854	387.161
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.852	226.763	1934.854	826.125
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1146.989	183.748	3022.629	514.140
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	996.508	163.316	2678.232	437.116
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	996.508	306.966	2678.232	1258.566

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	2016.854	464.185	646.852	4.345	0.150	0.850	O.K
COMB 2	1934.854	387.161	626.852	4.998	0.081	0.850	O.K
COMB 3	1934.854	826.125	626.852	2.342	0.781	1.700	O.K
COMB 4	3022.629	514.140	1146.989	5.879	0.363	0.850	O.K
COMB 5	2678.232	437.116	996.508	6.127	0.301	0.850	O.K
COMB 6	2678.232	1258.566	996.508	2.128	1.125	1.700	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.100m), 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	646.852	388.111	174.483	2.224	1.500	O.K
COMB 2	626.852	376.111	154.051	2.441	1.500	O.K
COMB 3	626.852	376.111	226.763	1.659	1.200	O.K
COMB 4	1146.989	688.193	183.748	3.745	1.500	O.K
COMB 5	996.508	597.905	163.316	3.661	1.500	O.K
COMB 6	996.508	597.905	306.966	1.948	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	646.852	1552.669	0.150	149.154	104.503	725.000	O.K
COMB 2	626.852	1547.693	0.081	134.626	111.198	725.000	O.K
COMB 3	626.852	1108.729	0.781	235.886	9.938	1087.500	O.K
COMB 4	1146.989	2508.489	0.363	320.940	128.860	725.000	O.K
COMB 5	996.508	2241.116	0.301	264.593	126.194	725.000	O.K
COMB 6	996.508	1419.666	1.125	466.320	0.000	1087.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.100m), 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

- 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 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 (√ (5.100 x 12.962) / 0.3)^-¾) = 280.616 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 (= 12.962 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.100 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

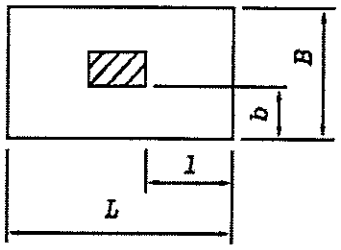
β = ⁴ √ [(3 x 280.616) / (26986000.000 x 1.200³)] = 0.065 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.700) = 1.700

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.550, 뒷굽기준으로 검토

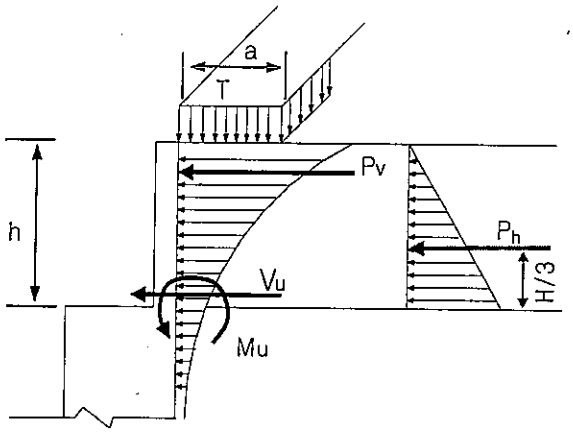


$\beta\lambda$ = 0.065 x 1.700 = 0.111 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (2.548 - 0.36) = 62.930 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 2.548^2 x cos11.667 = 15.956 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.548 x 15.956 = 13.551 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.956 = 76.025 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 62.930 + 1.70 x 13.551 = 130.018 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.748 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.692 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.692 + 0.770 = 3.462 kN

Mw = 2.692 x 1.748/2 + 0.770 x (1.748 + 0.800/2) = 4.006 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 2.548^2 x cos0.000 = 20.382 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.548 x 20.382 = 25.964 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.462 + 1.00 x 20.382 = 23.844 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 4.006 + 1.00 x 25.964 = 29.970 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	76.025	130.018	
지진시	23.844	29.970	
설계단면력	76.025	130.018	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.340 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	19.520	2.437	-	1.000	19.520	47.577
2. 배면토압(평상시)	98.794	2.113	1.700	-	167.950	354.911
3. 배면토압(지진시)	126.198	3.170	-	1.000	126.198	400.022
4. 뒷채움 상재하중	15.584	3.170	1.700	-	26.493	83.977
5. 교량받침마찰력	9.265	4.192	1.300	-	12.045	50.488
6. 상부관성력	80.203	4.192	-	1.000	80.203	336.197

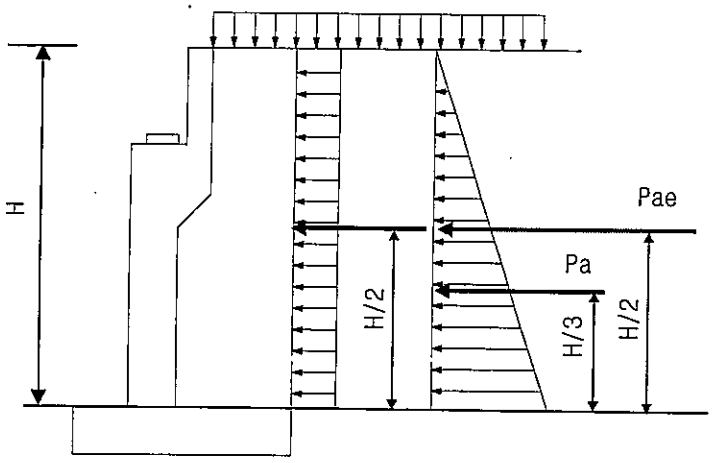
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 19.520 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 47.577 kN.m

y = Mo / Ho = 47.577 / 19.520 = 2.437



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.340 m)	206.488	489.376	
지진시(H = 6.340 m)	225.921	783.796	
설계단면력	225.921	783.796	

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)	406.506	-	2.468	2.494	1003.183	-
2. 교대구체(지진시)	406.506	31.301	2.468	2.494	1003.183	78.069
3. 뒷채움재(평상시)	220.346	-	4.228	4.430	931.671	-
4. 뒷채움재(지진시)	220.346	16.967	4.228	4.430	931.671	75.166
5. 배면토압(평상시)	-	154.051	-	2.513	-	387.161
6. 배면토압(지진시)	-	178.495	-	3.770	-	672.890
7. 토압의 연직분력	22.025	-	4.533	-	99.847	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	20.432	4.100	3.770	82.000	77.024
9. 상부 고정하중반력	369.656	-	2.011	-	743.378	-
10. 상부 활하중반력	130.481	-	2.011	-	262.397	-
11. 교량받침마찰력	-	9.265	-	5.392	-	49.955
12. 상부관성력	-	80.203	-	5.392	-	432.441

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+	895.350	296.621	2861.350	789.115
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	852.350	261.887	2685.050	658.174
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.852	226.763	1934.854	826.125
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1656.437	308.666	4391.895	854.056
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1332.903	273.931	3651.442	723.115
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	996.508	306.966	2678.232	1258.566

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 + 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

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	895.350	2072.234	0.236	224.211	126.906	201.316	159.341
COMB 2	852.350	2026.875	0.172	200.949	133.306	185.033	155.854
COMB 3	626.852	1108.728	0.781	235.887	9.938	182.722	85.254
COMB 4	1656.437	3537.838	0.414	483.056	166.527	408.579	272.037
COMB 5	1332.903	2928.325	0.353	369.907	152.801	318.823	225.169
COMB 6	996.508	1419.665	1.125	466.320	0.000	335.390	95.352

註) B : 기초의 폭원 (5.100m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

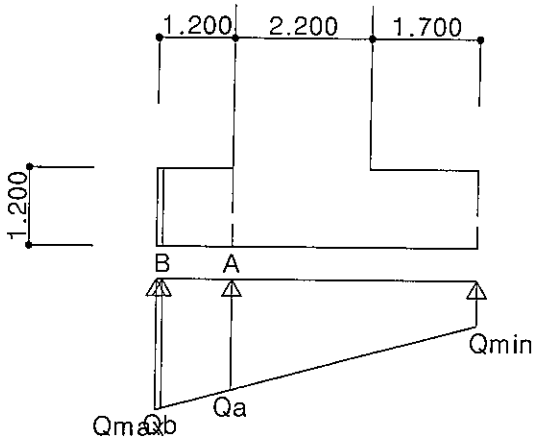
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5

- 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 6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.100 x 25.000 = 3.000 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

Ma = Qa x 1.200² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.200² 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	224.211	201.316	222.304	22.326	155.937	18.426	127.857
COMB 2	200.949	185.033	199.623	20.029	140.864	16.129	112.784
COMB 3	235.887	182.722	231.456	23.367	157.079	20.367	135.479
COMB 4	483.056	408.579	476.850	47.995	329.926	44.095	301.846
COMB 5	369.907	318.823	365.650	36.778	254.073	32.878	225.993
COMB 6	466.320	335.390	455.410	46.086	304.327	43.086	282.727

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

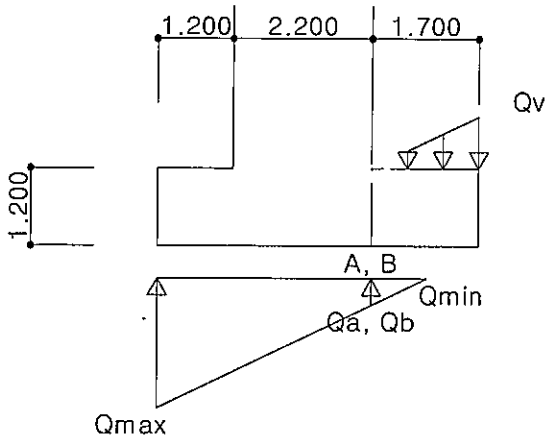
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 = 1.200 x 1.700 x 25.000 = 51.000 kN

Ma = 1.200 x 1.700 x 25.000 x 1.700 / 2 = 43.350 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 220.346 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 220.346 kN

Ma = 220.346 x (4.228 - 3.400) = 182.494 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.700 = 17.000 kN

Ma = 10.000 x 1.700 x 1.700 / 2 = 14.450 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 6.340^2 x sin11.667

= 22.025 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 22.025 / 1.700

= 25.911 kN

Vb = 25.911 x 1.700 / 2 = 22.025 kN

Ma = 25.911 x 1.700 x 1.700 / 3 = 24.961 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,3,4,5,

Vb = Qmin x 1.700 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.700

Ma = Qmin x 1.700^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.700^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.400)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x $(\chi - 3.400)^2$ / 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	126.906	159.341	159.341	243.310	199.002	183.432	168.097
COMB 2	133.306	155.854	155.854	245.785	203.437	144.407	132.545
COMB 3	9.938	85.254	85.254	80.913	50.637	190.433	175.207
COMB 4	166.527	272.037	272.037	372.779	291.452	53.963	75.647
COMB 5	152.801	225.169	225.169	321.274	255.654	68.918	80.378
COMB 6	0.000	95.352	95.352	41.665	12.137	229.681	213.707

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, ki = 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	301.8	44.1

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1083.953 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 : 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.114]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1083.953 mm²

ρmin = Max(1083.953, 1800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x ki 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

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100.00 - a/2) = 633.056 kN.m

≥ Mu (= 301.846 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.097]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 718.517 kN

≥ Vu (= 44.095 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 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 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	1200.0	1100.0	100.0	213.7	229.7

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 765.799 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.993]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 765.799 mm²

ρmin = Max(765.799, 1800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 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

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100.00 - a/2) = 633.056 kN.m

≥ Mu (= 213.707 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.962]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 718.517 kN

≥ Vu (= 229.681 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 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 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

3) 벽체 : H=6.340

* 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	783.8	225.9

* 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 (2100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.15587

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1471.250 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.558]

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 = 0.00109

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 (2100.00 - a/2) = 1217.516 kN.m

≥ Mu (= 783.796 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.553]

* 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 (= 225.921 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	130.0	76.0

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 713.355 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.227]

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 (= 130.018 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.207]

* 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 (= 76.025 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 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1910.000 ㎟ ∴ 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

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 (2.548 - 0.36) = 62.930 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 2.548^2 x cos11.667 = 15.956 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.548 x 15.956 = 13.551 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.956 = 44.721 kN

Ms = 62.930 + 13.551 = .76.481 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.340 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	19.520	2.437	-	1.000	19.520	47.577
2. 배면토압(평상시)	98.794	2.113	1.000	-	98.794	208.771
3. 배면토압(지진시)	126.198	3.170	-	1.000	126.198	400.022
4. 뒷채움 상재하중	15.584	3.170	1.000	-	15.584	49.398
5. 교량받침마찰력	9.265	4.192	1.000	-	9.265	38.837
6. 상부관성력	80.203	4.192	-	1.000	80.203	336.197

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 19.520 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 47.577 kN.m

y = Mo / Ho = 47.577 / 19.520 = 2.437

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	123.643	297.007	

3) 기초 설계

① 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+	668.877	174.483	2116.700	464.185
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	648.877	154.051	2034.700	387.161
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	626.852	226.763	1934.853	826.125
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1169.014	183.748	3122.475	514.140
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1018.533	163.316	2778.078	437.116
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	996.508	306.966	2678.231	1258.566

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	668.877	1652.515	0.079	143.406	118.898	137.640	127.068
COMB 2	648.877	1647.539	0.011	128.868	125.594	128.098	126.685
COMB 3	626.852	1108.728	0.781	235.887	9.938	182.722	85.254
COMB 4	1169.014	2608.335	0.319	315.182	143.255	274.728	200.564
COMB 5	1018.533	2340.962	0.252	258.835	140.590	231.013	180.005
COMB 6	996.508	1419.665	1.125	466.320	0.000	335.390	95.352

註) B : 기초의 폭원 (5.100m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

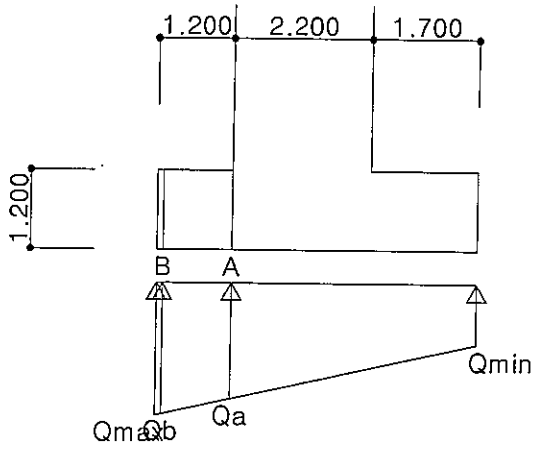
∴ 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,3,4,5

- 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 6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.100 x 25.000 = 3.000 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

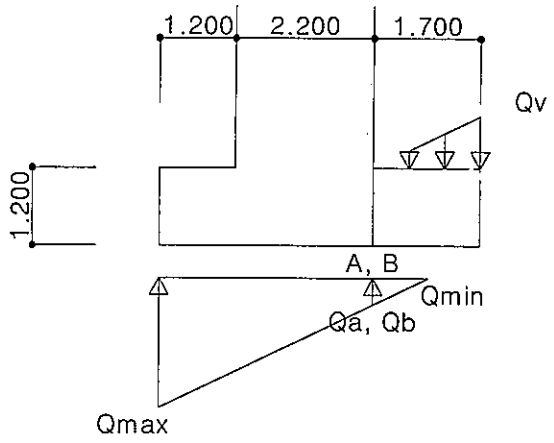
Ma = Qa x 1.200^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.200^2 x 2/3

- 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	143.406	137.640	142.926	14.317	101.869	11.317	80.269
COMB 2	128.868	128.098	128.804	12.884	92.600	9.884	71.000
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	315.182	274.728	311.811	31.350	217.222	28.350	195.622
COMB 5	258.835	231.013	256.517	25.768	179.684	22.768	158.084
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,

Vb = Qmin x 1.700 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.700

Ma = Qmin x 1.700^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.700^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.400)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 3.400)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	118.898	127.068	127.068	209.071	175.743	101.300	89.513
COMB 2	125.594	126.685	126.685	214.437	182.008	95.934	83.247
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	143.255	200.564	200.564	292.246	234.607	18.125	30.648
COMB 5	140.590	180.005	180.005	272.505	222.137	37.866	43.119
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)] = 195.622 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 81.871 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 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 81.87) - 2.5 x 90.50 = 735.63 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 81.87) = 769.51 mm
Sa는 작은 값인 735.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 735.63 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 89.513 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 37.462 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 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 37.46) - 2.5 x 90.50 = 1875.85 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 37.46) = 1681.68 mm
Sa는 작은 값인 1681.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1681.68 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.340

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 297.007 x 1000000 / [2292.000 x (2100.000 - 244.037/3)]
= 64.193 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2100.0/(7x2292.000)]
= 244.037 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.19) - 2.5 x 90.50 = 1000.51 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 64.19) = 981.41 ㎜

Sa는 작은 값인 981.41 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 981.41 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.481 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 70.649 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 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.65) - 2.5 x 72.00 = 934.66 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.65) = 891.73 ㎜

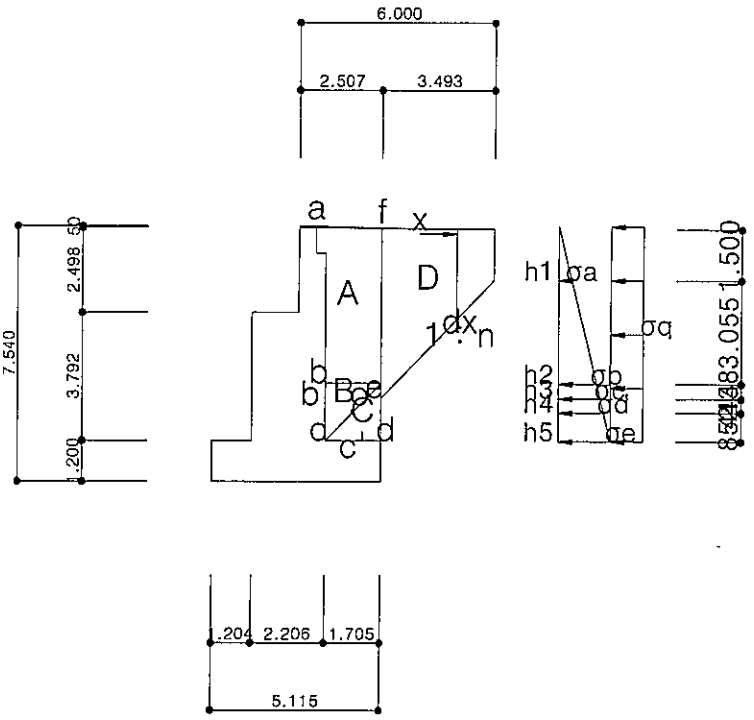
Sa는 작은 값인 891.73 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 891.73 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

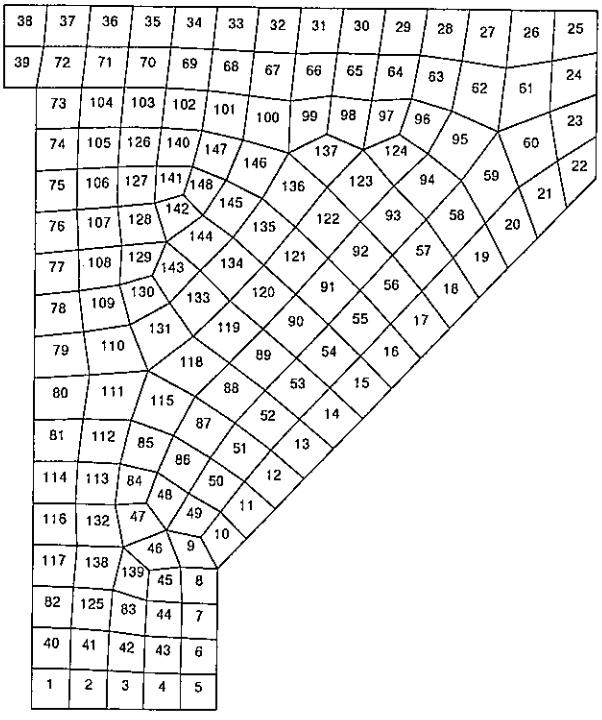


$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$

정지토압계수 $K_o = 1 - \sin\Phi = ; \sin(35.0°) = 0.426$

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)	115.240	257.277	123.814	183.699
전단력(kN)	76.444	141.787	122.054	135.588

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	67.788	151.339	72.832	108.059
전단력(kN)	44.967	83.404	71.796	79.758

(2) 철근량 검토

① D(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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	115.2	76.4

* 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 ㎜, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 ㎜

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1252.592 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.830]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 115.240 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.791]

* 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 (= 76.444 kN) , 전단보강 불필요.

② A(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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	257.3	141.8

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2893.179 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.070]

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 (= 257.277 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.066]

* 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 (= 141.787 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	123.8	122.1

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1348.420 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.700]

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 (= 123.814 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.667]

* 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 (= 122.054 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	183.7	135.6

* 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 ㎜, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 ㎜

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2028.797 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.130]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 183.699 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.124]

* 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 (= 135.588 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.788 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 87.339 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 / 87.34) - 2.5 x 70.50 = 725.41 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.34) = 721.33 mm
Sa는 작은 값인 721.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 721.33 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 151.339 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 146.144 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 / 146.14) - 2.5 x 69.00 = 366.35 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 146.14) = 431.08 mm
Sa는 작은 값인 366.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 366.35 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 72.832 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 93.837 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 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.84) - 2.5 x 70.50 = 662.97 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.84) = 671.38 ㎜

Sa는 작은 값인 662.97 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 662.97 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 108.059 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 139.223 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 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.22) - 2.5 x 70.50 = 389.39 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.22) = 452.51 ㎜

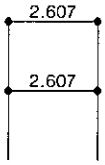
Sa는 작은 값인 389.39 ㎜ 를 적용

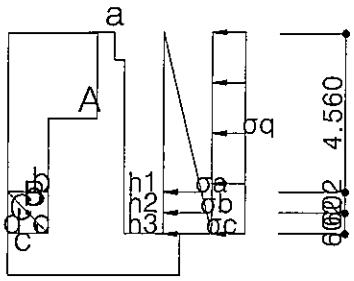
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 389.39 ㎜) ∴ O.K

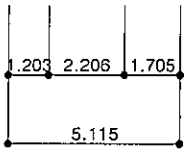
8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정





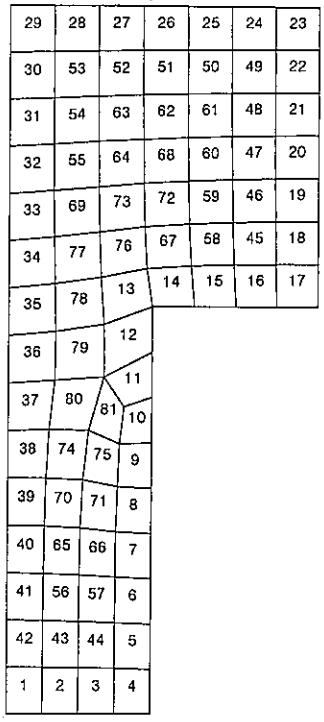


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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	38.439	17.151	21.115
전단력(kN)	0.000	62.777	56.864	53.157

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	22.611	10.089	12.421
전단력(kN)	0.000	36.928	33.450	31.269

(2) 철근량 검토

① 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	38.4	62.8

* 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 (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 410.762 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.868]

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 = 0.00429

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 (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 38.439 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.777]

* 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 (= 62.777 kN) , 전단보강 불필요.

② 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	17.2	56.9

* 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 (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 182.443 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.708]

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 = 0.00429

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 (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 17.151 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.464]

* 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 (= 56.864 kN) , 전단보강 불필요.

③ 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	21.1	53.2

* 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 (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 224.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 7.068]

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 = 0.00429

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 (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 21.115 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.875]

* 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 (= 53.157 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 22.611 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 41.462 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]
= 80.277 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 41.46) - 2.5 x 72.00 = 1719.31 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 41.46) = 1519.45 ㎜

Sa는 작은 값인 1519.45 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1519.45 ㎜) ∴ O.K

② B(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10.089 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 18.500 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]
= 80.277 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 18.50) - 2.5 x 72.00 = 4076.74 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 18.50) = 3405.39 ㎜

Sa는 작은 값인 3405.39 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3405.39 ㎜) ∴ O.K

③ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12.421 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 22.776 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]
= 80.277 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 22.78) - 2.5 x 72.00 = 3277.58 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 22.78) = 2766.06 ㎜

Sa는 작은 값인 2766.06 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2766.06 ㎜) ∴ 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 10.913 = 7.639 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

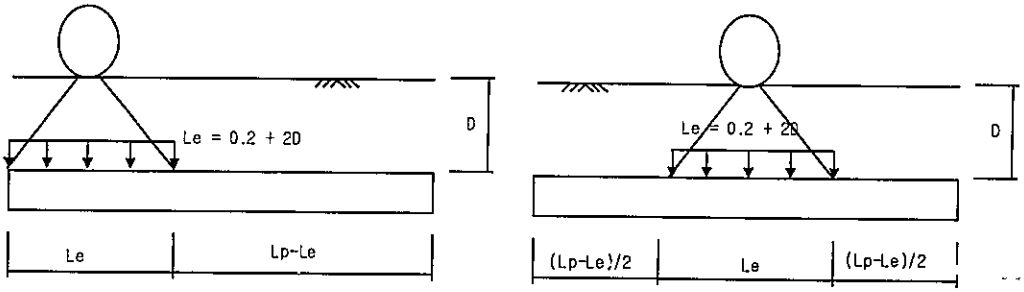
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 7.639 / 2 - 12.500 x 0. = 42.744 kN/m

Md = 12.500 x 7.639² / 8 = 91.181 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 Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 7.639 x 0.400) / (2 x 7.639)

= 77.754 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.639/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 156.813 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 42.744 + 2.15 x 77.754

= 222.740 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 91.181 + 2.15 x 156.813

= 455.684 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	500.0	400.0	100.0	455.7	222.7

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3639.143 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.114]

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 (= 455.684 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.103]

* 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 (= 222.740 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.639) = 19.90% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3639.1 ㎟

필요 철근량 : 3639.1 x 0.199 = 724.2 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(은도 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)] = 247.994 x 1000000 / [4053.600 x (400.000 - 124.939/3)]

= 170.722 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)

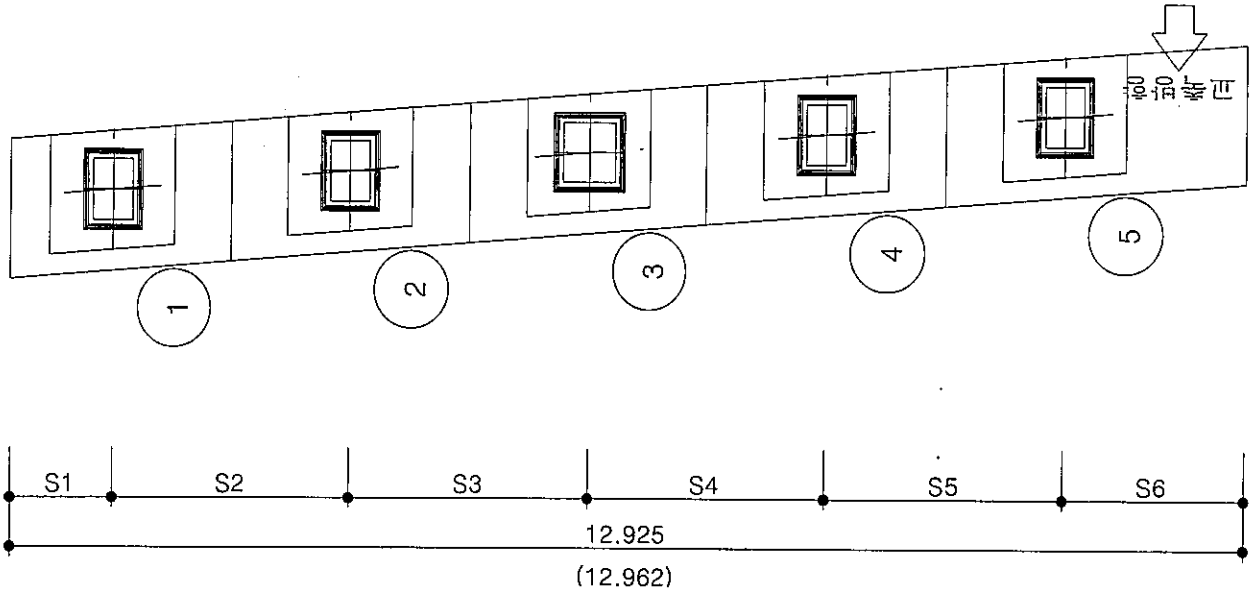
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 170.72) - 2.5 x 87.50 = 242.53 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 170.72) = 369.02 mm

Sa는 작은 값인 242.53 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 242.53 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 40.092 = 400.462 ㎜

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	400.462	610.000	410.000	491.500	O.K
2	400.462	610.000	410.000	491.467	O.K
3	400.462	600.000	550.000	491.152	O.K
4	400.462	610.000	410.000	491.403	O.K
5	400.462	610.000	410.000	491.370	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 94.4° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 4.37°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 80.155 + 6.66 \times 14.333) \times (1 + 0.000125 \times 4.37^2)$

= 430.343 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1404 - 50 - 50 = 1304 mm ≥ 430 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1172.591	O.K	258.800	247.938	O.K
SHOE 2	1750.000	1250.786	O.K	258.800	246.337	O.K
SHOE 3	1750.000	1320.609	O.K	258.800	246.225	O.K
SHOE 4	1750.000	1365.066	O.K	258.800	247.487	O.K
SHOE 5	1750.000	1373.890	O.K	258.800	249.412	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	1172.591	186.419	129.455	1221.000	1647.350	
2	1250.786	185.216	129.586	1221.000	1740.200	
3	1320.609	185.132	129.652	1361.000	1735.200	
4	1365.066	186.081	129.662	1221.000	1740.200	
5	1373.890	187.528	129.643	1221.000	2053.550	

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	2462.135	4369.200	O.K	2426.487	3972.000	O.K
2	2535.427	4369.200	O.K	2531.624	3972.000	O.K
3	2621.040	4369.200	O.K	2580.519	3972.000	O.K
4	2660.028	4369.200	O.K	2684.499	3972.000	O.K
5	2678.853	4369.200	O.K	2696.139	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1242.794	8341.200	O.K	863.033	8341.200	O.K
2	1234.774	8341.200	O.K	863.910	8341.200	O.K
3	1234.211	8341.200	O.K	864.348	8341.200	O.K
4	1240.539	8341.200	O.K	864.411	8341.200	O.K
5	1250.188	8341.200	O.K	864.286	8341.200	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1373.890 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 40.1

= 0.010023 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2396.500 x 0.010023

= 24.020 kN/m

Hx1 = 24.020 / 1.15 = 20.887 kN

Hx2 = 249.412 / 1.33 = 187.528 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 187.528 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 172.425 / 1.33 = 129.643 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 129.643 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 811.000 mm b2y = 1875.100 mm

bcx = 2 x b2x = 1622.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 3750.200 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 610.000/1622.000) x 1373.890 x 10^3 /150.000

= 1428.665 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1373.890 x 10^3 /150.000

= 1831.853 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 187.528 x 10^3 / 150.000

= 1250.188 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 129.643 x 10^3 / 150.000

= 864.286 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1875.100 = 2485.100 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 811.000 mm가 Bxo/2 = 1242.550 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 811.000 + (610.000+1875.100)/2 = 2053.550 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 410.000 + 811.000 = 1221.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1831.853 + 864.286 = 2696.139 mm²

Bxo = 2053.550 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm² ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1428.665 + 1250.188 = 2678.853 mm²

Byo = 1221.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 129.643 x 10^3 / 150.000 = 864.286 mm²

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 187.528 x 10^3 / 150.000 = 1250.188 mm²

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm² ∴ O.K

시점 교대(오창방향)

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. 복 합 말 뚝 계 산

11.1 복합 이음위치 검토

11.2 복합 말뚝검토
- 1) 설계조건
- 2) 파일도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 배치
- 4) 말뚝의 스프링 정수 산정
- 5) 말뚝의 변위 및 부재력

11.3 말뚝머리 작용력 집계표
- 1) 말뚝머리 고정일 경우
- 2) 말뚝머리 힌지일 경우

11.4 말뚝의 안정성 검토
- 1) 말뚝의 허용지지력 검토
- 2) 말뚝의 응력 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1413.100	785.185	O.K
	허용인발력(kN/EA)	259.200	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	114.621	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	14.827	O.K
	수평변위(mm)	15.000	7.671	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2119.650	1022.880	O.K
	허용인발력(kN/EA)	388.800	-115.274	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	127.146	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	21.765	O.K
	수평변위(mm)	15.000	6.344	O.K

■ 단면 휨 설계

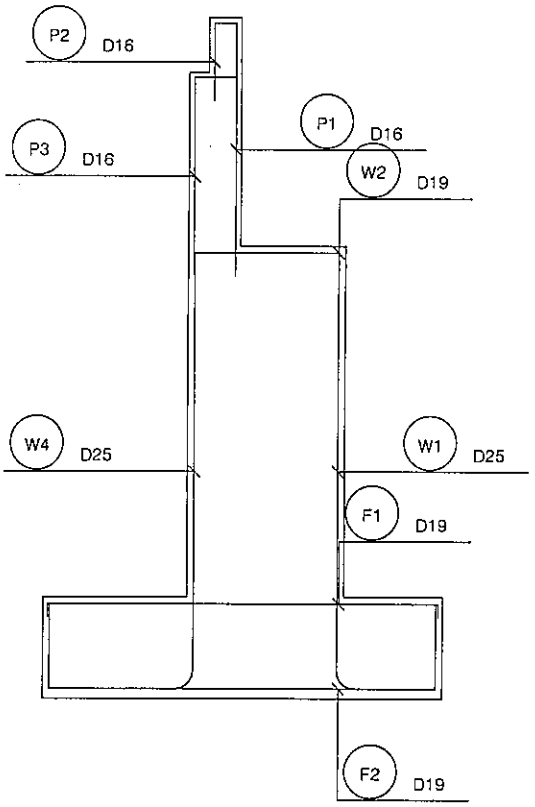
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1500	150	1960.95	2292	667.846	779.171	1.167	O.K
후면저판		1500	100	1779.22	2292	629.247	808.394	1.285	O.K
벽체 : H=8.501		2400	100	2639.81	4053.6	1535.18	2346.627	1.529	O.K
흉벽		800	80	1094.25	1588.8	198.659	286.971	1.445	O.K
좌측날개벽	A(T=500 mm)	500	80	1052.76	1588.8	110.673	165.427	1.495	O.K
	화부(T=450	450	80	589.946	1588.8	55.009	145.17	2.639	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	902.215	1588.8	95.101	165.427	1.739	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1089.48	1588.8	114.458	165.427	1.445	O.K
우측날개벽	A(T=610 mm)	610	80	629.709	1588.8	84.362	209.993	2.489	O.K
	B(T=610 mm)	610	80	358.79	1588.8	48.249	209.993	4.352	O.K
	C(T=610 mm)	610	80	421.365	1588.8	56.615	209.993	3.709	O.K

■ 사용성 검토

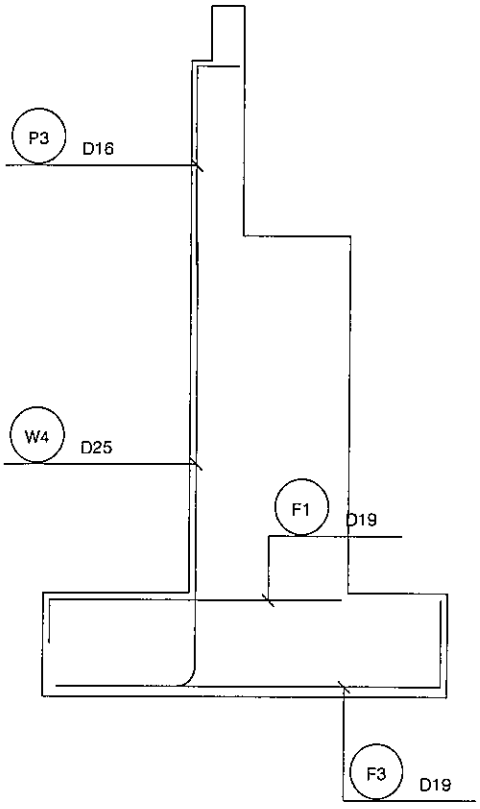
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		147.6508	150	125	182.103	O.K
후면저판		110.3754	150	125	487.224	O.K
벽체 : H=8.501		82.857	150	125	731.68	O.K
흉벽		107.948	150	125	549.521	O.K
좌측날개벽	A(T=500 mm)	104.722	150	125	571.989	O.K
	화부(T=450	59.336	150	125	1061.758	O.K
	B(T=500 mm)	89.988	150	125	695.119	O.K
	C(T=500 mm)	108.304	150	125	547.123	O.K
우측날개벽	A(T=610 mm)	62.804	150	125	1003.123	O.K
	B(T=610 mm)	35.92	150	125	1753.92	O.K
	C(T=610 mm)	42.147	150	125	1494.761	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

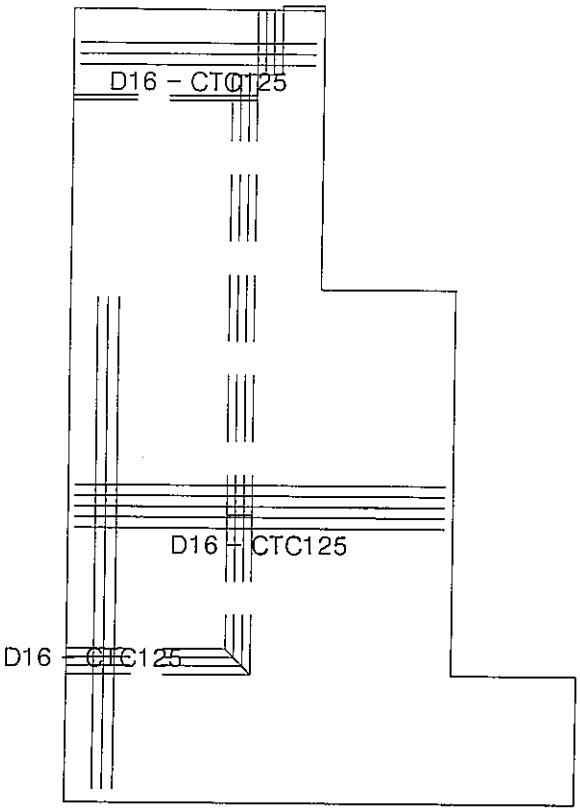


- ② Cycle (CTC = 250)

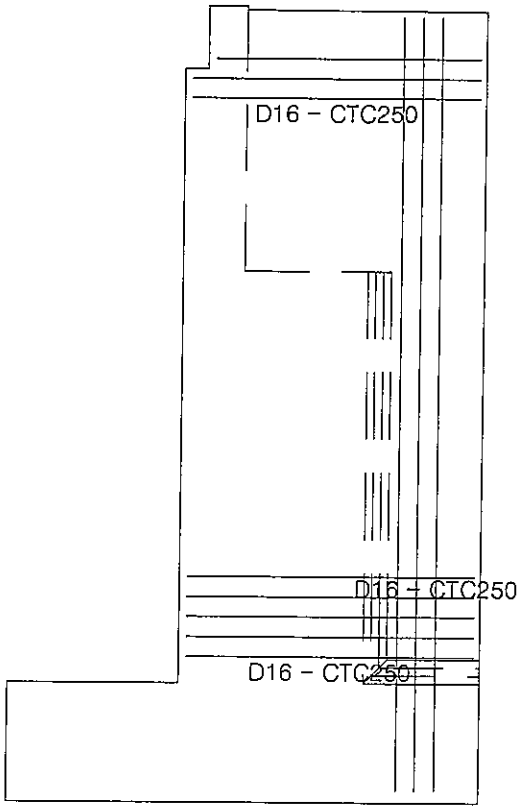


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 16.779 M
(5) 교 대 총높이 : H = 10.001 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 81.800 °

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 = 473.234 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 156.922 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]

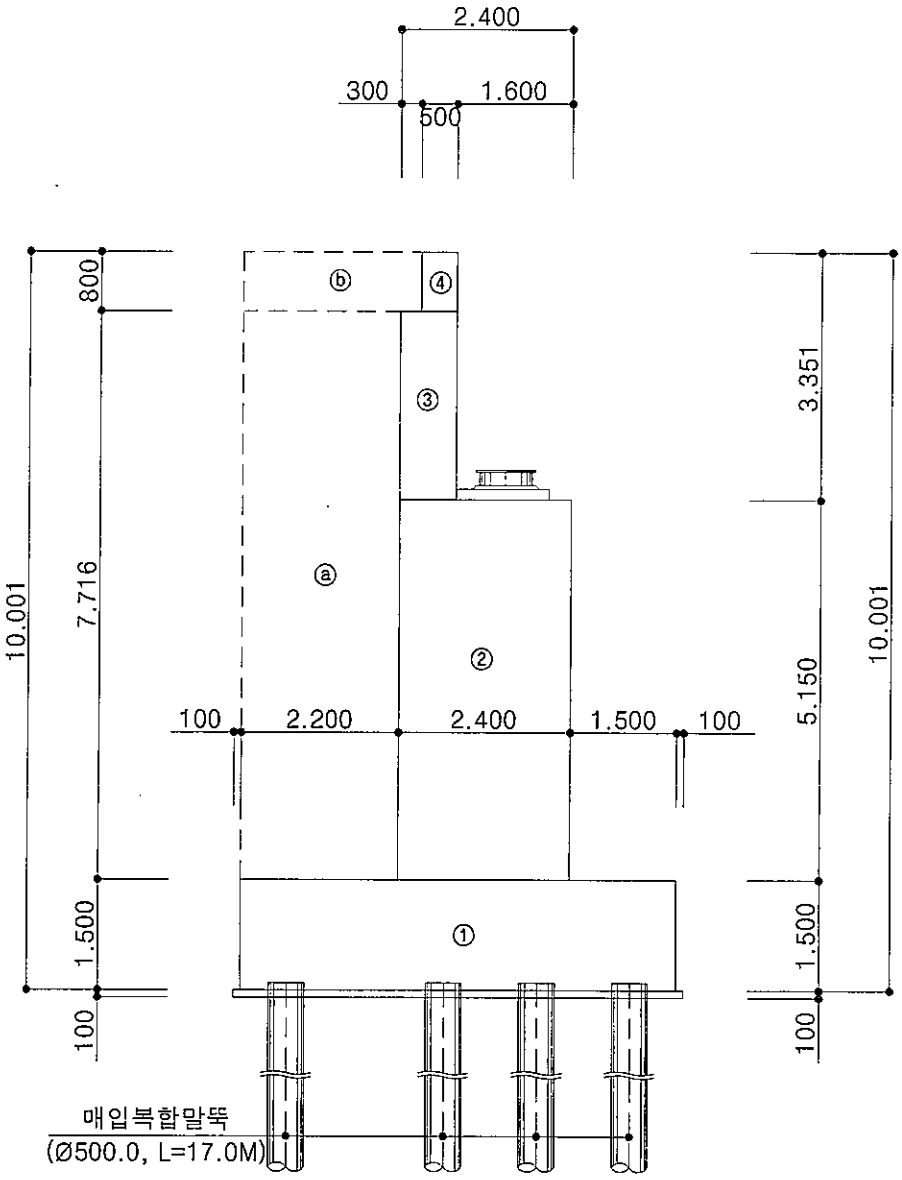
5) 설 계 방 법

(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 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	계
고정하중	1201.411	1303.011	1318.738	1344.947	1386.541	1385.843	7940.491
활하중	449.943	432.351	422.954	425.836	439.881	462.055	2633.020

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	계
교축방향	216.580	215.200	214.770	215.740	217.090	218.470	1297.850
직각방향	187.590	187.690	187.760	187.770	187.720	187.630	1126.160

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	6.100 × 1.500	= 9.150	25.000	228.750	17.614
	②	2.400 × 5.150	= 12.360	25.000	308.993	23.792
	③	0.800 × 2.551	= 2.041	25.000	51.017	3.928
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 23.950		598.760	46.105
뒷채움재	ⓐ	2.200 × 7.701	= 16.942	20.000	338.832	26.090
	ⓑ	2.500 × 0.800	= 2.000	20.000	40.000	3.080
	소계		= 18.942		378.832	29.170
총 계					977.592	75.275

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	3.050	0.750	697.688	13.210
	②	2.700	4.075	834.281	96.953
	③	3.500	7.925	178.559	31.133
	④	3.350	3.001	33.500	7.393
	소 계			1744.027	148.689
뒷채움재	ⓐ	5.000	5.350	1694.159	139.591
	ⓑ	4.850	9.601	194.000	29.570
	소 계			1888.159	169.161
총 계				3632.186	317.850

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1744.027 / 598.760 = 2.913 m
  Y = 148.689 / 46.105 = 3.225 m
- 뒷채움재 : X = 1888.159 / 378.832 = 4.984 m
  Y = 169.161 / 29.170 = 5.799 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)

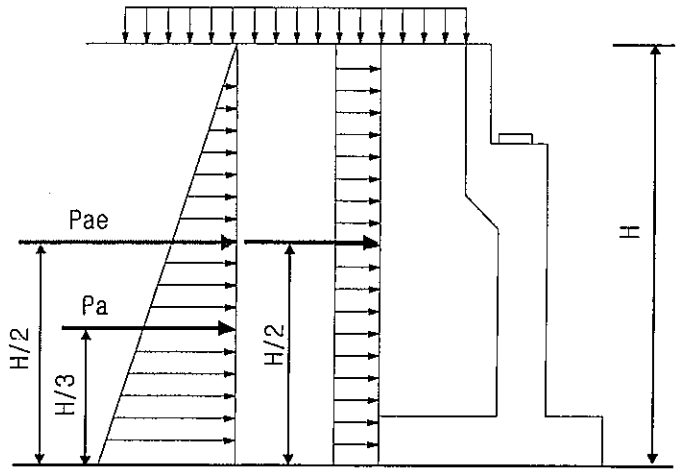
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 10.001 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 10.001^2 x cos(0.000)

= 271.039 kN

y = H / 3 = 3.334 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.001 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.001^2 x cos(0.000)

= 314.045 kN

y = H / 2 = 5.000 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 8.501 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 8.501^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 177.631 kN

y = H / 3 = 2.834 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.501 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.501^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 226.903 kN

y = H / 2 = 4.250 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 7940.491 ÷ (16.605 / sin81.800) = 473.234 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2633.020 ÷ (16.605 / sin81.800) = 156.922 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 100.2$

$= 0.025049$ m

교량받침의 개수 : N = 6 EA

교대의 폭원 : B = 16.779 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2875.800 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2875.800 \times 0.025049 \times 6 / 16.779$

$= 25.759$ 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	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8
δ(m)	0.11297	0.11225	0.11203	0.11254	0.11324	0.11395

$Fm = 67.116 \times \cos 81.8 + 77.349 \times \sin 81.8$

$= 86.131$ kN/m

H1 = 1126.160 ÷ (16.605 / sin81.8) = 67.116 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 1297.850 ÷ (16.605 / sin81.8) = 77.349 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

$P1 = 10.000 \times 2.500 = 25.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 10.001 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 10.001 \times \cos 0.000$

$= 27.102$ kN

$y = H / 2 = 5.000$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 8.501 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 8.501 \times \cos 11.667$

$= 20.896$ kN

$y = H / 2 = 4.250$ 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)	598.760	-	2.913	3.225	1744.028	-
2. 교대구체(지진시)	598.760	46.105	2.913	3.225	1744.028	148.690
3. 뒷채움재(평상시)	378.832	-	4.984	5.799	1888.160	-
4. 뒷채움재(지진시)	378.832	29.170	4.984	5.799	1888.160	169.161
5. 배면토압(평상시)	-	271.039	-	3.334	-	903.528
6. 배면토압(지진시)	-	314.045	-	5.000	-	1570.338
7. 뒷채움 상재하중	25.000	27.102	4.850	5.000	121.250	135.520
8. 상부 고정하중반력	473.234	-	2.412	-	1141.440	-
9. 상부 활하중반력	156.922	-	2.412	-	378.496	-
10. 교량받침마찰력	-	25.759	-	7.050	-	181.598
11. 상부관성력	-	86.131	-	7.050	-	607.214

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)	1002.592	298.141	3753.438	1039.048
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	977.592	271.039	3632.188	903.528
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	977.592	389.320	3632.188	1888.189
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1632.748	323.900	5273.374	1220.646
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1450.826	296.798	4773.628	1085.126
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1450.826	475.451	4773.628	2495.403

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(= 2.825) - $\sum M / \sum V$

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	3.250	12.000	39.000	-
4 열	5.450	12.000	65.400	-
계	-	48.000	135.600	2.825

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	16822.491	5002.508	0.118	1985.054
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	16403.016	4547.763	0.034	557.703
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	16403.016	6532.400	1.041	17075.540
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	27395.879	5434.718	0.343	9396.786
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	24343.409	4979.974	0.283	6889.185
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	24343.409	7977.592	1.255	30550.979

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 16.779 m)를 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.

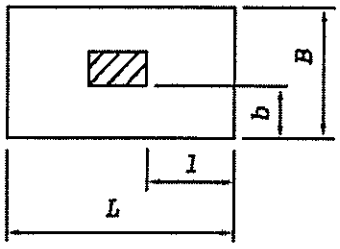
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 130896.495 x 48 / (16.779 x 6.100) = 61385.779 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 16.779 m)
B : 확대기초의 폭 (= 6.100 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 48 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.500 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 61385.779) / (26986000.000 \times 1.500^3)]} = 0.212$ (m-1)

득킹확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 2.200) = 2.200
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.050, 뒷굽기준으로 검토

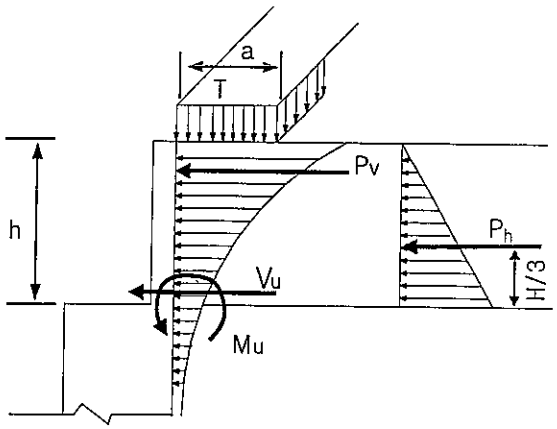


$\beta\lambda = 0.212 \times 2.200 = 0.467 \leq 1.0$, ∴ O.K

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 (3.351 - 0.36) = 86.030 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 3.351^2 x cos11.667 = 27.600 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.351 x 27.600 = 30.828 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 27.600 = 95.820 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 86.030 + 1.70 x 30.828 = 198.659 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.551 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.928 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.928 + 0.770 = 4.698 kN

Mw = 3.928 x 2.551/2 + 0.770 x (2.551 + 0.800/2) = 7.282 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 3.351^2 x cos0.000 = 35.256 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.351 x 35.256 = 59.069 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.698 + 1.00 x 35.256 = 39.955 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 7.282 + 1.00 x 59.069 = 66.351 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	95.820	198.659	
지진시	39.955	66.351	
설계단면력	95.820	198.659	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 8.501 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	28.491	3.255	-	1.000	28.491	92.743
2. 배면토압(평상시)	177.631	2.834	1.700	-	301.973	855.662
3. 배면토압(지진시)	226.903	4.250	-	1.000	226.903	964.420
4. 뒷채움 상재하중	20.896	4.250	1.700	-	35.523	150.986
5. 교량받침마찰력	25.759	5.550	1.300	-	33.487	185.847
6. 상부관성력	86.131	5.550	-	1.000	86.131	478.017

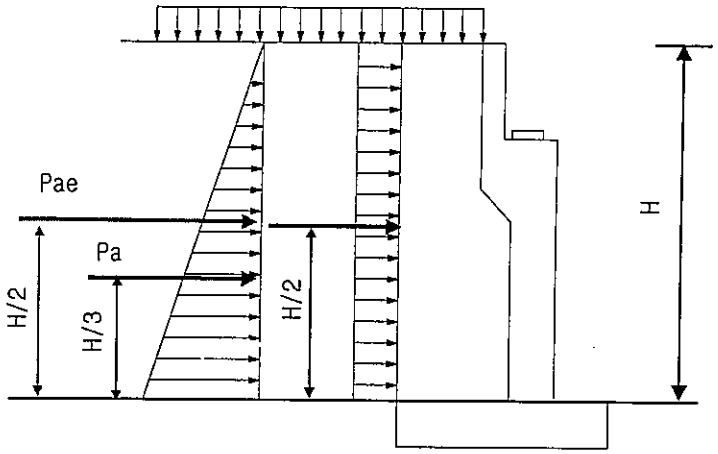
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 28.491 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 92.743 kN.m

y = Mo / Ho = 92.743 / 28.491 = 3.255



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 8.501 m)	370.983	1192.495	
지진시(H = 8.501 m)	341.525	1535.180	
설계단면력	370.983	1535.180	

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)	598.760	-	2.913	3.225	1744.028	-
2. 교대구체(지진시)	598.760	46.105	2.913	3.225	1744.028	148.690
3. 뒷채움재(평상시)	378.832	-	4.984	5.799	1888.160	-
4. 뒷채움재(지진시)	378.832	29.170	4.984	5.799	1888.160	169.161
5. 배면토압(평상시)	-	271.039	-	3.334	-	903.528
6. 배면토압(지진시)	-	314.045	-	5.000	-	1570.338
7. 토압의 연직분력	39.600	-	5.367	-	212.520	-
8. 뒷채움 상재하중	25.000	27.102	4.850	5.000	121.250	135.520
9. 상부 고정하중반력	473.234	-	2.412	-	1141.440	-
10. 상부 활하중반력	156.922	-	2.412	-	378.496	-
11. 교량받침마찰력	-	25.759	-	7.050	-	181.598
12. 상부관성력	-	86.131	-	7.050	-	607.214

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+	1391.940	506.840	5343.816	1766.382
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1338.190	460.766	5083.128	1535.998
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	977.592	389.320	3632.188	1888.189
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2344.526	540.326	7641.454	2002.459
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1953.394	494.253	6567.000	1772.075
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1450.826	475.451	4773.628	2495.4[illegible]

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 + 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

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\Sigma M = \Sigma Mr - \Sigma Mo$

e = 말뚝도심(=2.825) - $\Sigma M/\Sigma V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	23355.355	8504.263	0.255	5955.615
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	22453.483	7731.198	0.174	3906.906
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	16403.016	6532.400	1.041	17075.540
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	39338.803	9066.137	0.420	16522.297
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	32775.995	8293.071	0.370	12127.118
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	24343.409	7977.592	1.255	30550.979

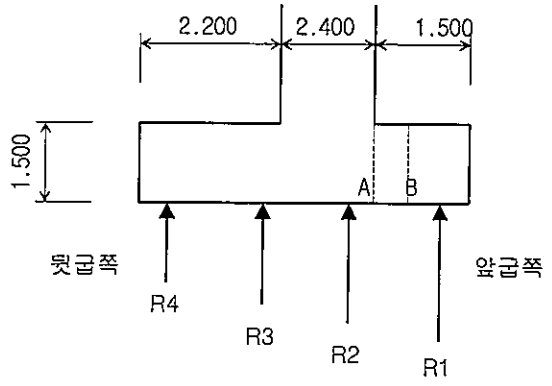
註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(16.779 m)를 고려한 결과값임.

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	702.69	643.68	656.83	1188.84	979.86	1022.88	456.87	421.44	785.18	680.15
Ru2	521.12	490.45	440.80	915.42	753.19	684.41	361.99	344.97	625.27	547.13
Ru3	444.34	433.41	280.16	747.40	624.79	406.38	329.68	326.15	528.85	473.35
Ru4	225.74	255.49	-38.56	373.87	324.36	-115.27	222.05	245.53	311.94	298.37

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3 ~ COMBO 6)은 고려하지 않는다.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 16.779m (KN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 16.779m (KN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 16.779m (KN/m)
R4 = Ru4 x 12본 / 16.779m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	702.690	573.510	469.790	382.910
COMB 2	643.680	538.540	456.770	399.780
COMB 3	656.830	468.490	293.610	44.510
COMB 4	1188.840	968.120	773.000	531.970
COMB 5	979.860	802.330	648.660	471.750
COMB 6	1022.880	714.630	421.060	-24.620

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.150 x 25.000 = 5.625 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 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 0.850 + 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		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	427.162	-7.313	372.318
COMB 2	0.000	391.288	-7.313	336.445
COMB 3	0.000	399.282	-5.625	357.095
COMB 4	0.000	722.690	-7.313	667.846
COMB 5	0.000	595.651	-7.313	540.807
COMB 6	0.000	621.804	-5.625	579.617

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

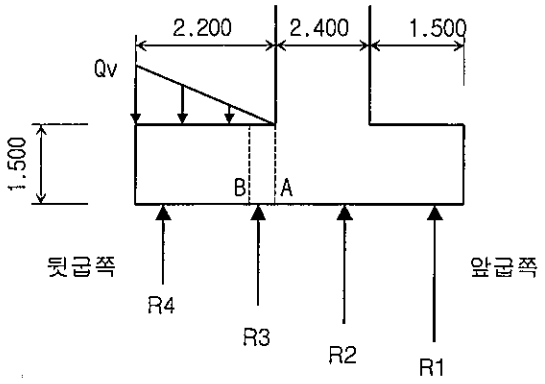
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 / 16.779m (KN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 16.779m (KN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 16.779m (KN/m)

R4 = Ru4 x 12본 / 16.779m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	572.460	521.120	444.340	225.740
COMB 2	524.130	490.450	433.410	255.490
COMB 3	587.990	440.800	280.160	-38.560
COMB 4	1057.840	915.420	747.400	373.870
COMB 5	857.730	753.190	624.790	324.360
COMB 6	947.760	684.410	406.380	-115.270

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 2.200 x 25.000 = 82.500 kN

Ma = 1.500 x 2.200 x 25.000 x 2.200 / 2 = 90.750 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 2.200 x 8.610 x 20.000 = 378.832 kN

Ma = 378.832 x (4.984 - 3.900) = 410.715 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 2.200 = 22.000 kN

Ma = 22.000 x (5.000 - 3.900) = 24.200 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sin δ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 8.501^2 x sin11.667

= 39.603 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 39.603 / 2.200

= 36.002 kN

Vb = 36.002 x 2.200 / 2 - (2.200 - 2.200) / 2.200 x 36.002 / 2 = 39.603 kN

Ma = 36.002 x 2.200 x 2.200 / 3 = 58.084 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 x 1.000 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

Ma = R4 x 1.550 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000 + R1 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	161.440	250.232	552.916	552.446
COMB 2	182.721	283.217	484.335	467.430
COMB 3	-27.577	-42.745	488.909	544.210
COMB 4	267.384	414.446	446.972	388.232
COMB 5	231.970	359.554	435.086	391.093
COMB 6	-82.440	-127.782	543.772	629.247

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	1500.0	1350.0	150.0	667.8	7.3

* 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 (1350.00 - 39.654) / 39.654 = 0.09913

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1960.948 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.169]

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 = 1,960.948 ㎟

ρmin = MAX(1,960.948, 1,800.000) / bd = 0.00145

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00170

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1350 - a/2) = 779.171 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 667.846 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.167]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1350.00 = 881.816 kN

≥ Vu (= 7.313 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	1500.0	1400.0	100.0	629.2	552.9

* 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 (1400.00 - 39.654) / 39.654 = 0.10292

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1779.224 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근조합 : 100.0 mm) [사용률 = 1.288]

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 = 1,779.224 ㎟

ρmin = MAX(1,779.224, 1,800.000) / bd = 0.00129

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00164

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1400 - a/2) = 808.394 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 629.247 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.285]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1400.00 = 914.476 kN

≥ Vu (= 552.916 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=8.501

* 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	2400.0	2300.0	100.0	1535.2	371.0

* 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 (2300.00 - 70.131) / 70.131 = 0.09539

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2639.805 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.536]

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 = 0.00176

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) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (2300.00 - a/2) = 2346.627 kN.m

≥ Mu (= 1535.180 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.529]

* 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 (= 370.983 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 2400.0 x 1000.0 = 3600.000 ㎟ < 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	198.7	95.8

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1094.249 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.452]

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 (= 198.659 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.445]

* 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 (= 95.820 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 520 = 1505.962 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1505.962 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 520 = 550.962 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 551.0 ㎟ ∴ 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 (3.351 - 0.36) = 86.030 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 3.351^2 x cos11.667 = 27.600 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.351 x 27.600 = 30.828 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 27.600 = 56.365 kN

Ms = 86.030 + 30.828 = 116.858 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 8.501 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	28.491	3.255	-	1.000	28.491	92.743
2. 배면토압(평상시)	177.631	2.834	1.000	-	177.631	503.331
3. 배면토압(지진시)	226.903	4.250	-	1.000	226.903	964.420
4. 뒷채움 상재하중	20.896	4.250	1.000	-	20.896	88.816
5. 교량받침마찰력	25.759	5.550	1.000	-	25.759	142.959
6. 상부관성력	86.131	5.550	-	1.000	86.131	478.017

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 28.491 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 92.743 kN.m

y = Mo / Ho = 92.743 / 28.491 = 3.255

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	224.286	735.106	

3) 기초 설계

① 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+	1042.192	298.141	3965.958	1039.048
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1017.192	271.039	3844.708	903.528
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	977.592	389.320	3632.188	1888.190
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1672.348	323.900	5485.894	1220.646
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1490.426	296.798	4986.148	1085.126
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1450.826	475.451	4773.628	2495.403

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.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.825) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

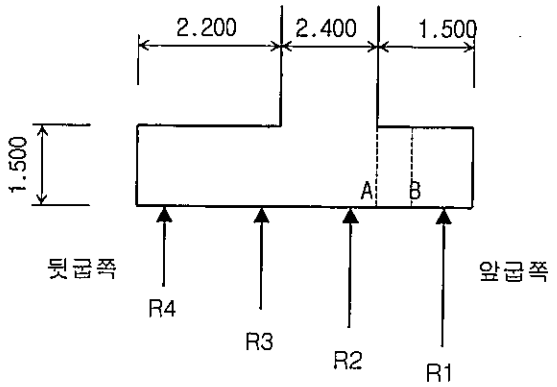
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	17486.940	5002.508	0.017	297.278
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	17067.465	4547.763	-0.066	-1126.453
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	16403.016	6532.400	1.041	17075.540
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	28060.327	5434.718	0.275	7716.590
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+	25007.858	4970.974	0.208	5201.634
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	24343.409	7977.592	1.255	30550.979

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(16.779 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 16.779m (KN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 16.779m (KN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 16.779m (KN/m)
R4 = Ru4 x 12본 / 16.779m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	456.870	393.270	344.870	315.920
COMB 2	421.440	373.800	340.160	332.020
COMB 3	656.830	468.490	293.610	44.510
COMB 4	785.180	657.020	544.270	407.190
COMB 5	680.150	576.750	487.740	387.240
COMB 6	1022.880	714.630	421.060	-24.620

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.150 x 25.000 = 5.625 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 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 0.850 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

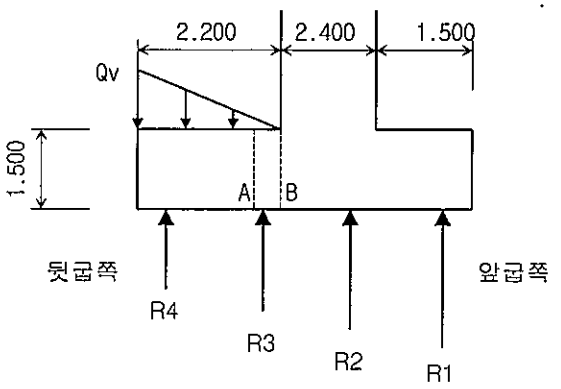
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	277.730	-5.625	235.542
COMB 2	0.000	256.190	-5.625	214.002
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	477.310	-5.625	435.123
COMB 5	0.000	413.460	-5.625	371.272
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 16.779m (KN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 16.779m (KN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 16.779m (KN/m)

R4 = Ru4 x 12본 / 16.779m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	379.100	361.990	329.680	222.050
COMB 2	349.770	344.970	326.150	245.530
COMB 3	587.990	440.800	280.160	-38.560
COMB 4	706.270	625.270	528.850	311.940
COMB 5	606.510	547.130	473.350	298.370
COMB 6	947.760	684.410	406.380	-115.270

ⓐ 기초자중에 의한 단면력

ⓑ 뒷채움 토사에 의한 단면력

ⓒ 상재하중에 의한 단면력

ⓓ 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

ⓔ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 x 1.000 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

Ma = R4 x 1.550 + R3 x 0.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

① 사용하중단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	158.805	246.148	364.130	337.601
COMB 2	175.596	272.174	325.338	287.375
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	223.093	345.794	299.842	237.955
COMB 5	213.383	330.744	287.551	228.805
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)] = 435.123 x 1000000 / [2292.000 x (1350.000 - 192.705/3)]
= 147.651 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x2292.000)]
= 192.705 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 / 147.65) - 2.5 x 140.50 = 182.10 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 147.65) = 426.68 mm
Sa는 작은 값인 182.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 182.10 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 337.601 x 1000000 / [2292.000 x (1400.000 - 196.513/3)]
= 110.375 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x2292.000)]
= 196.513 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 / 110.38) - 2.5 x 90.50 = 487.22 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 110.38) = 570.78 mm
Sa는 작은 값인 487.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 487.22 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=8.501

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 735.106 x 1000000 / [4053.600 x (2300.000 - 334.021/3)]
= 82.857 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2300.0/(7x4053.600)]
= 334.021 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D25 - 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 / 82.86) - 2.5 x 87.50 = 731.68 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.86) = 760.34 mm
Sa는 작은 값인 731.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 731.68 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 116.858 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 107.948 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 ㎟)

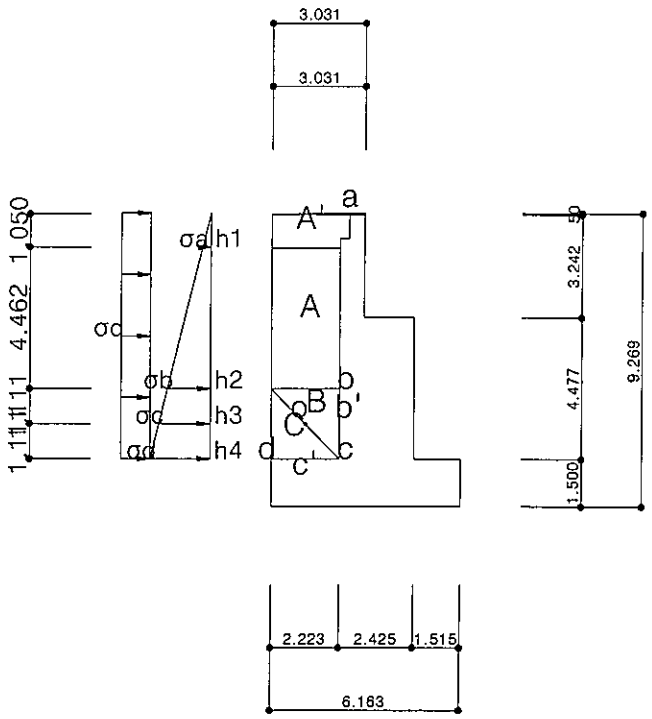
② 철근의 최대 중심간격

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 / 107.95) - 2.5 x 72.00 = 549.52 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 107.95) = 583.62 mm
Sa는 작은 값인 549.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 549.52 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

1	15	14	13	12	11	10
2	16	17	18	19	20	9
3	4	5	6	7	8	
26	25	24	23	22	21	
27	66	65	64	63	62	
28	67	98	97	96	61	
29	68	99	122	95	60	
30	69	100	121	94	59	
31	70	101	120	93	58	
32	71	102	119	92	57	
33	72	103	118	91	56	
34	73	104	117	90	55	
35	74	105	116	89	54	
36	75	106	115	88	53	
37	76	107	114	87	52	
38	77	108	113	86	51	
39	78	109	112	85	50	
40	79	110	111	84	49	
41	80	81	82	83	48	
42	43	44	45	46	47	

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	110.673	95.101	114.458	55.009
전단력(kN)	0.000	134.817	134.580	141.130	59.835

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	65.102	55.942	67.328	32.358
전단력(kN)	0.000	79.304	79.165	83.018	35.197

(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	110.7	134.8

* 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 (420.00 - 27.488) / 27.488 = 0.04284

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1052.762 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.509]

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 = 0.00378

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 (420.00 - a/2) = 165.427 kN.m

≥ Mu (= 110.673 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.495]

* 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 (= 134.817 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	55.0	59.8

* 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 (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 589.946 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.693]

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 = 0.00429

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 (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 55.009 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.639]

* 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 (= 59.835 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	95.1	134.6

* 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 (420.00 - 27.488) / 27.488 = 0.04284

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 902.215 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.761]

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 = 0.00378

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 (420.00 - a/2) = 165.427 kN.m

≥ Mu (= 95.101 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.739]

* 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 (= 134.580 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	114.5	141.1

* 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 (420.00 - 27.488) / 27.488 = 0.04284

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1089.478 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.458]

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 = 0.00378

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 (420.00 - a/2) = 165.427 kN.m

≥ Mu (= 114.458 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.445]

* 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 (= 141.130 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 65.102 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]

= 104.722 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]

= 86.171 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.72) - 2.5 x 72.00 = 571.99 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.72) = 601.59 ㎜

Sa는 작은 값인 571.99 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 571.99 ㎜) ∴ O.K

② A변화부(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32.358 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 59.336 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]

= 80.277 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.34) - 2.5 x 72.00 = 1147.20 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.34) = 1061.76 ㎜

Sa는 작은 값인 1061.76 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1061.76 ㎜) ∴ O.K

③ B(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 55.942 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]

= 89.988 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]

= 86.171 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.99) - 2.5 x 72.00 = 695.12 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.99) = 700.10 ㎜

Sa는 작은 값인 695.12 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 695.12 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.328 x 1000000 / [1588.800 x (420.000 - 86.171/3)]
= 108.304 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x1588.800)]
= 86.171 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 108.30) - 2.5 x 72.00 = 547.12 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.30) = 581.70 ㎜

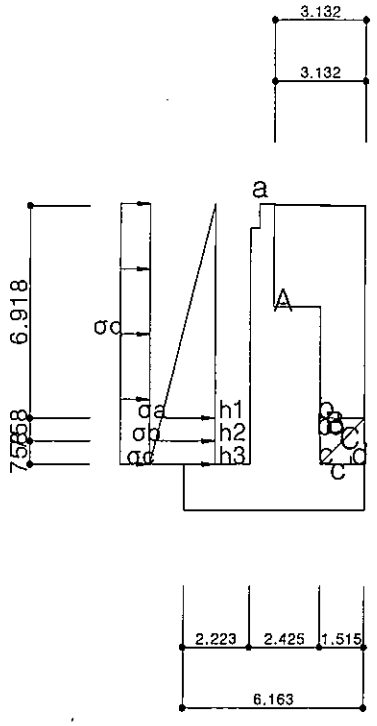
Sa는 작은 값인 547.12 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 547.12 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

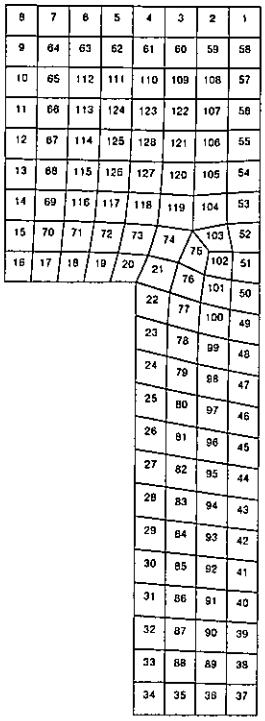


U = 1.700 · H + 1.700 · L

※ 정지토압계수 Kc = 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	84.362	48.249	56.615
전단력(kN)	0.000	115.201	108.144	106.298

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	49.625	28.382	33.303
전단력(kN)	0.000	67.765	63.614	62.528

(2) 철근량 검토

① A(T=610 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	610.0	530.0	80.0	84.4	115.2

* 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 (530.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05484

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 629.709 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.523]

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 = 0.00300

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 (530.00 - a/2) = 209.993 kN.m

≥ Mu (= 84.362 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.489]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 115.201 kN) , 전단보강 불필요.

② B(T=610 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	610.0	530.0	80.0	48.2	108.1

* 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 (530.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05484

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 358.790 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.428]

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 = 0.00300

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 (530.00 - a/2) = 209.993 kN.m

≥ Mu (= 48.249 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.352]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 108.144 kN) , 전단보강 불필요.

③ C(T=610 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	610.0	530.0	80.0	56.6	106.3

* 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 (530.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05484

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 421.365 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.771]

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 = 0.00300

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 (530.00 - a/2) = 209.993 kN.m

≥ Mu (= 56.615 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.709]

* 전단에 대한 검토 (d = 530.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 530.00 = 346.195 kN

≥ Vu (= 106.298 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 49.625 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]
= 62.804 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x1588.800)]
= 98.023 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 / 62.80) - 2.5 x 72.00 = 1073.90 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 62.80) = 1003.12 mm
Sa는 작은 값인 1003.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1003.12 mm) ∴ O.K

② B(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 28.382 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]
= 35.920 MPa

χ = nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x1588.800)]
= 98.023 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 / 35.92) - 2.5 x 72.00 = 2012.40 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 35.92) = 1753.92 mm
Sa는 작은 값인 1753.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1753.92 mm) ∴ O.K

③ C(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33.303 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]
= 42.147 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x1588.800)]
= 98.023 mm

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 42.15) - 2.5 x 72.00 = 1688.45 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 42.15) = 1494.76 ㎜

Sa는 작은 값인 1494.76 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1494.76 ㎜) ∴ 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 12.235 = 8.565 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

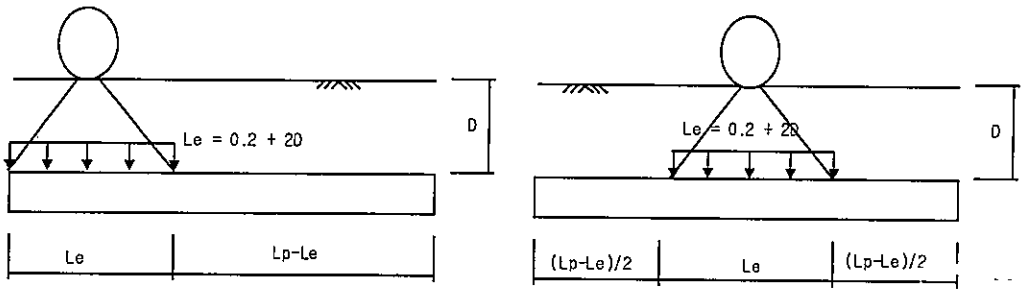
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 8.565 / 2 - 12.500 x 0. = 48.528 kN/m

Md = 12.500 x 8.565² / 8 = 114.610 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 Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 8.565 x 0.400) / (2 x 8.565)

= 78.343 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.565/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 176.062 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 48.528 + 2.15 x 78.343

= 231.523 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 114.610 + 2.15 x 176.062

= 527.526 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	500.0	400.0	100.0	527.5	231.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

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 = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4277.494 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.201]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 527.526 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.177]

* 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 (= 231.523 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(8.565) = 18.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4277.5 ㎟

필요 철근량 : 4277.5 x 0.188 = 803.9 ㎟ < 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)] = 290.672 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 159.690 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]

= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

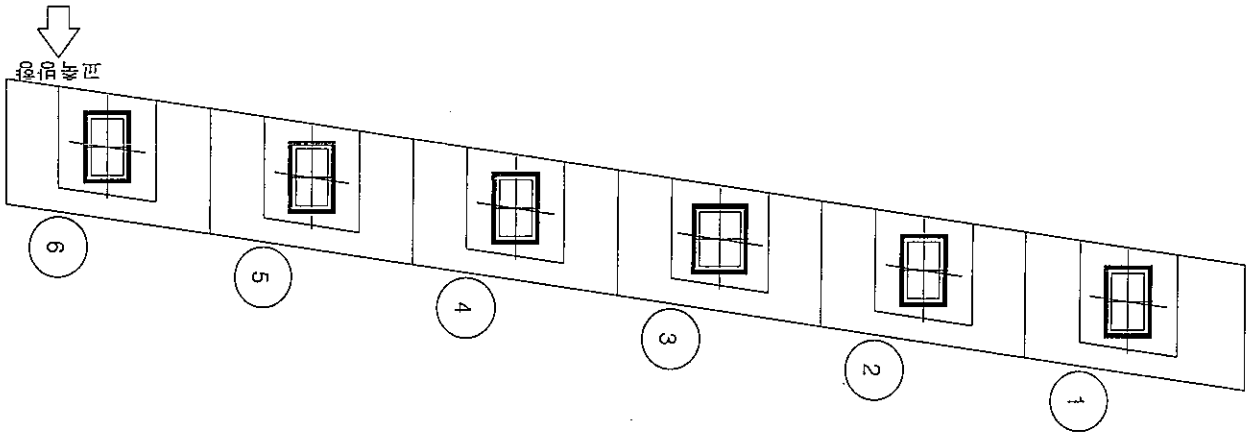
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.69) - 2.5 x 85.50 = 279.39 mm

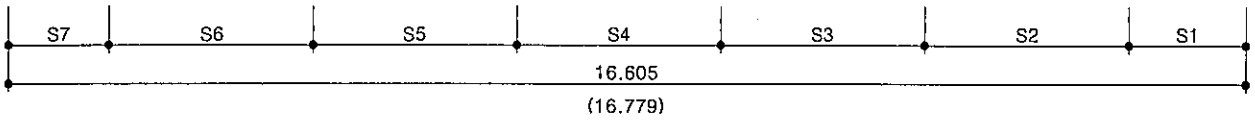
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 159.69) = 394.52 mm

Sa는 작은 값인 279.39 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.39 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 50.192 = 450.960 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.960	630.000	530.000	562.531	O.K
2	450.960	630.000	530.000	562.449	O.K
3	450.960	600.000	650.000	568.639	O.K
4	450.960	630.000	530.000	562.284	O.K
5	450.960	630.000	530.000	562.201	O.K
6	450.960	630.000	530.000	562.118	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 81.8° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 8.20°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 150.265 + 6.66 \times 15.267) \times (1 + 0.000125 \times 8.20^2)$

= 557.263 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1617 - 120 - 50 = 1447 mm ≥ 557 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1651.354	O.K	345.000	270.725	O.K
SHOE 2	2250.000	1735.361	O.K	345.000	269.000	O.K
SHOE 3	2250.000	1741.692	O.K	345.000	268.462	O.K
SHOE 4	2250.000	1770.782	O.K	345.000	269.675	O.K
SHOE 5	2250.000	1826.422	O.K	345.000	271.362	O.K
SHOE 6	2250.000	1847.899	O.K	345.000	273.087	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	1651.354	203.553	176.306	1342.000	2050.300	
2	1735.361	202.256	176.400	1342.000	1962.475	
3	1741.692	201.852	176.466	1462.000	1947.475	
4	1770.782	202.763	176.476	1342.000	1962.475	
5	1826.422	204.032	176.429	1342.000	1962.475	
6	1847.899	205.329	176.344	1342.000	1951.450	

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	3007.768	4369.200	O.K	3377.181	4369.200	O.K
2	3083.098	4369.200	O.K	3489.817	4369.200	O.K
3	3134.476	4369.200	O.K	3496.982	3972.000	O.K
4	3121.889	4369.200	O.K	3537.546	4369.200	O.K
5	3185.967	4369.200	O.K	3611.420	4369.200	O.K
6	3216.083	4369.200	O.K	3639.492	4369.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1357.018	9135.600	O.K	1175.376	9135.600	O.K
2	1348.371	8738.400	O.K	1176.003	8738.400	O.K
3	1345.677	8738.400	O.K	1176.441	8738.400	O.K
4	1351.754	8738.400	O.K	1176.504	8738.400	O.K
5	1360.213	8738.400	O.K	1176.190	8738.400	O.K
6	1368.860	8738.400	O.K	1175.627	8738.400	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 6

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1847.899 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 100.2

= 0.025049 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2875.800 x 0.025049

= 72.036 kN/m

Hx1 = 72.036 / 1.15 = 62.640 kN.

Hx2 = 273.088 / 1.33 = 205.329 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 205.329 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 234.537 / 1.33 = 176.344 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 176.344 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 912.000 mm b2y = 1348.900 mm

bcx = 2 x b2x = 1824.000 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2697.800 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/1824.000) x 1847.899 x 10^3 /150.000

= 1847.224 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1847.899 x 10^3 /150.000

= 2463.865 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 205.329 x 10^3 / 150.000

= 1368.860 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 176.344 x 10^3 / 150.000

= 1175.627 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1348.900 = 2078.900 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 912.000 mm가 Bxo/2 = 1039.450 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 912.000 + (730.000+1348.900)/2 = 1951.450 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 912.000 = 1342.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2463.865 + 1175.627 = 3639.492 mm²

Bxo = 1951.450 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1847.224 + 1368.860 = 3216.083 mm²

Byo = 1342.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 6

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 176.344 x 10^3 / 150.000 = 1175.627 mm²

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 mm² ∴ O.K

② 교축방향

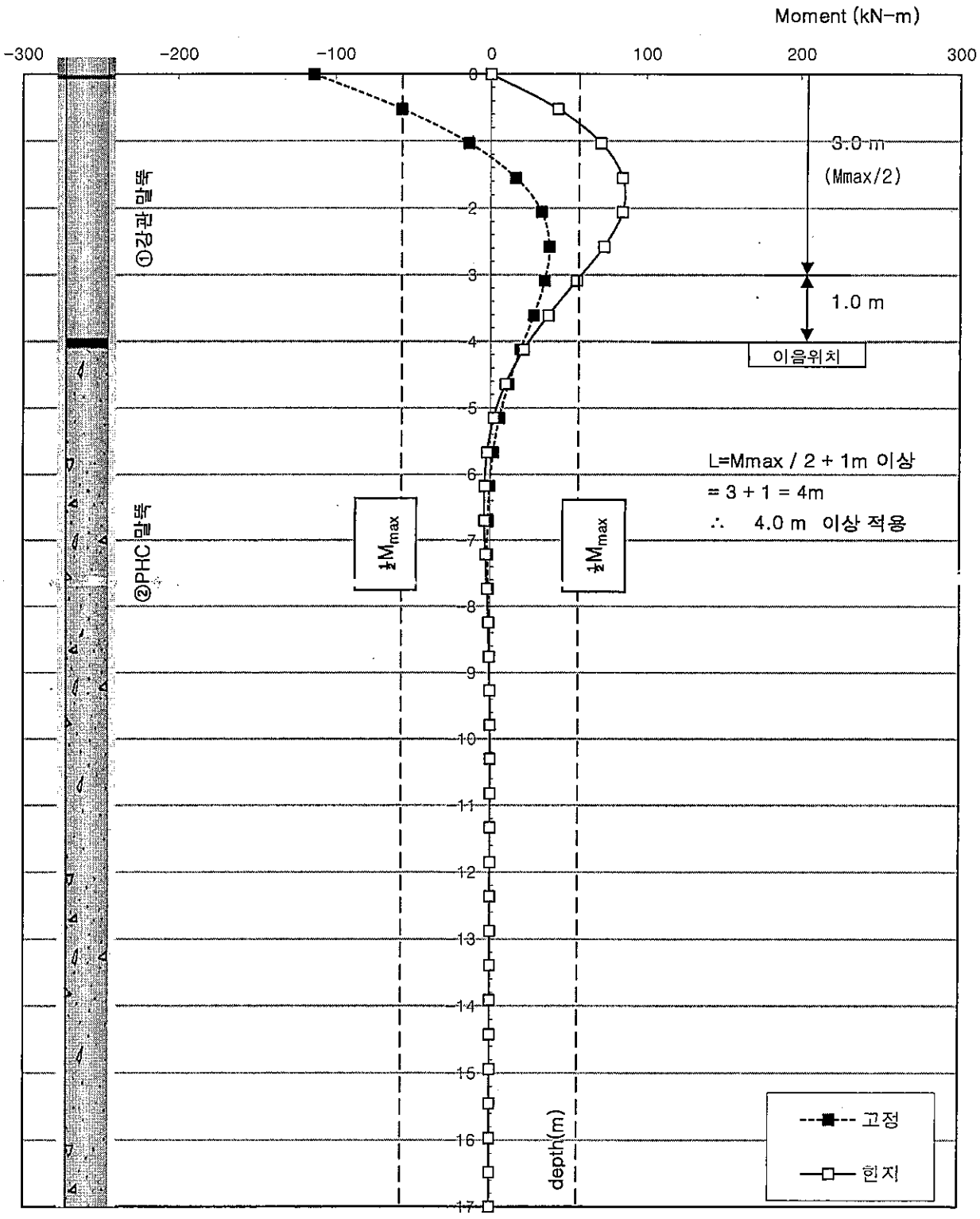
As1 = Hx/fsa = 205.329 x 10^3 / 150.000 = 1368.860 mm²

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 mm² ∴ O.K

11. 복합 말뚝계산

11.1 복합 이음위치 검토



11.2 복합 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 복합말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	20	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	10 · N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	16.9 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	tis	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.0 m	
단면2차모멘트	Is	450975000 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	12.9 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

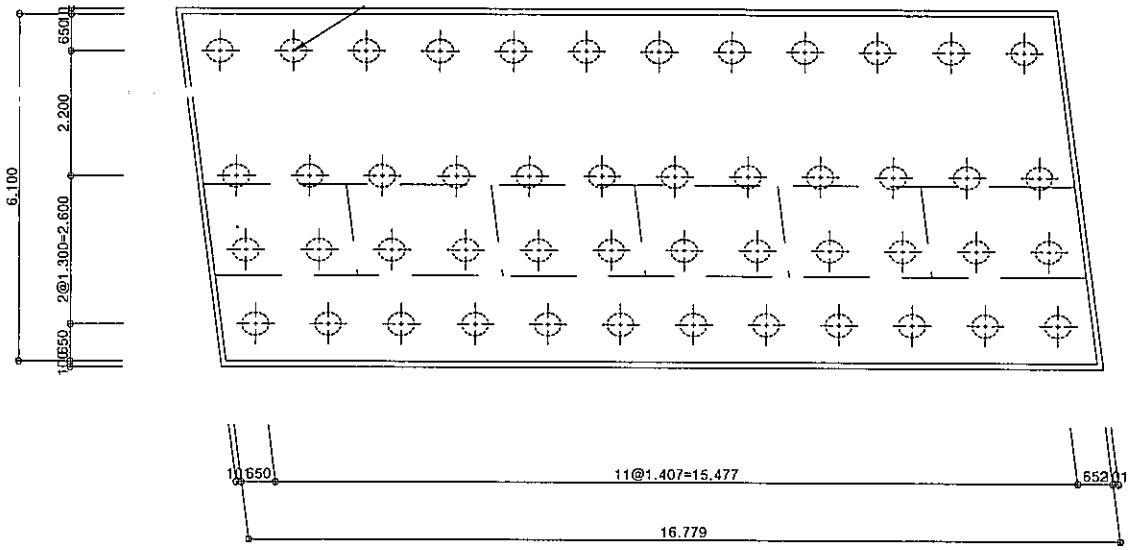
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

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	16822.491	5002.508	1985.054	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	16403.016	4547.763	557.703	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	16403.016	6532.400	17075.540	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	27395.879	5434.718	9396.786	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	24343.409	4979.974	6889.185	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	24343.409	7977.592	30550.979	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	23355.355	8504.263	5955.615	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	22453.483	7731.198	3906.906	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	16403.016	6532.400	17075.540	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	39338.803	9066.137	16522.297	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	32775.995	8293.071	12127.118	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	24343.409	7977.592	30550.979	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	0.973
Kv	a·A·E / L	224534 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10·N	20000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.073	0.975	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	66667	133333	kN/m³
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	25628	55066	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.431	0.521	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.277 ≥ 3	5.210 ≥ 3	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	29522	52392	kN/m
	K2	2·E·I·β²	34281	50250	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	34281	50250	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	79615	96391	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β³	14761	26196	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1417036	2514833
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	-1645482	-2412007
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10777616	10777616
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	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2+K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\}$	37683435	38488694
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_v\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0037833	0.0015609	0.0002179	0.0065153	0.0021670	0.0004425
COMBO 2	0.0033989	0.0015220	0.0001632	0.0058741	0.0020833	0.0003602
COMBO 3	0.0032164	0.0015220	0.0006452	0.0032164	0.0015220	0.0006452
COMBO 4	0.0043452	0.0025419	0.0004391	0.0072760	0.0036500	0.0007562
COMBO 5	0.0039257	0.0022587	0.0003542	0.0065587	0.0030411	0.0006082
COMBO 6	0.0041851	0.0022587	0.0010560	0.0041851	0.0022587	0.0010560

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.345 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 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	0.0037833	0.0020348	0.0002179	456.871	104.219	-112.347
	2	0.0037833	0.0017515	0.0002179	393.274	104.219	-112.347
	3	0.0037833	0.0014683	0.0002179	329.677	104.219	-112.347
	4	0.0037833	0.0009889	0.0002179	222.052	104.219	-112.347
COMBO 2	1	0.0033989	0.0018769	0.0001632	421.437	94.745	-103.522
	2	0.0033989	0.0016648	0.0001632	373.796	94.745	-103.522
	3	0.0033989	0.0014526	0.0001632	326.154	94.745	-103.522
	4	0.0033989	0.0010935	0.0001632	245.531	94.745	-103.522
COMBO 3	1	0.0032164	0.0029253	0.0006452	656.827	136.092	-99.431
	2	0.0032164	0.0020865	0.0006452	468.493	136.092	-99.431
	3	0.0032164	0.0012477	0.0006452	280.159	136.092	-99.431
	4	0.0032164	-0.0001717	0.0006452	-38.561	136.092	-99.431
COMBO 4	1	0.0043452	0.0034970	0.0004391	785.185	113.223	-113.997
	2	0.0043452	0.0029201	0.0004391	657.015	113.223	-113.997
	3	0.0043452	0.0023553	0.0004391	528.846	113.223	-113.997
	4	0.0043452	0.0013893	0.0004391	311.944	113.223	-113.997
COMBO 5	1	0.0039257	0.0030292	0.0003542	680.150	103.749	-106.374
	2	0.0039257	0.0025687	0.0003542	576.750	103.749	-106.374
	3	0.0039257	0.0021082	0.0003542	473.351	103.749	-106.374
	4	0.0039257	0.0013288	0.0003542	298.367	103.749	-106.374
COMBO 6	1	0.0041851	0.0045556	0.0010560	1022.880	166.200	-108.508
	2	0.0041851	0.0031827	0.0010560	714.630	166.200	-108.508
	3	0.0041851	0.0018099	0.0010560	406.380	166.200	-108.508
	4	0.0041851	-0.0005134	0.0010560	-115.274	166.200	-108.508

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0065153	0.0031296	0.0004425	702.690	177.172	-188.118
	2	0.0065153	0.0025542	0.0004425	573.515	177.172	-188.118
	3	0.0065153	0.0019789	0.0004425	444.340	177.172	-188.118
	4	0.0065153	0.0010054	0.0004425	225.736	177.172	-188.118
COMBO 2	1	0.0058741	0.0028667	0.0003602	643.677	161.067	-172.695
	2	0.0058741	0.0023985	0.0003602	538.544	161.067	-172.695
	3	0.0058741	0.0019303	0.0003602	433.410	161.067	-172.695
	4	0.0058741	0.0011379	0.0003602	255.493	161.067	-172.695
COMBO 3	1	0.0032164	0.0029253	0.0006452	656.827	136.092	-99.431
	2	0.0032164	0.0020865	0.0006452	468.493	136.092	-99.431
	3	0.0032164	0.0012477	0.0006452	280.159	136.092	-99.431
	4	0.0032164	-0.0001717	0.0006452	-38.561	136.092	-99.431
COMBO 4	1	0.0072760	0.0052947	0.0007562	1188.839	188.878	-189.227
	2	0.0072760	0.0043117	0.0007562	968.120	188.878	-189.227
	3	0.0072760	0.0033287	0.0007562	747.400	188.878	-189.227
	4	0.0072760	0.0016651	0.0007562	373.875	188.878	-189.227
COMBO 5	1	0.0065587	0.0043640	0.0006082	979.857	172.772	-176.415
	2	0.0065587	0.0035733	0.0006082	802.326	172.772	-176.415
	3	0.0065587	0.0027826	0.0006082	624.794	172.772	-176.415
	4	0.0065587	0.0014446	0.0006082	324.356	172.772	-176.415
COMBO 6	1	0.0041851	0.0045556	0.0010560	1022.880	166.200	-108.508
	2	0.0041851	0.0031827	0.0010560	714.630	166.200	-108.508
	3	0.0041851	0.0018099	0.0010560	406.380	166.200	-108.508
	4	0.0041851	-0.0005134	0.0010560	-115.274	166.200	-108.508

ⓒ 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	2.175	0	456.871	104.219	-112.347	12
	2	0.875	0	393.274	104.219	-112.347	12
	3	-0.425	0	329.677	104.219	-112.347	12
	4	-2.625	0	222.052	104.219	-112.347	12
	계			16822.491	5002.508	1985.054	48
COMBO 2	1	2.175	0	421.437	94.745	-103.522	12
	2	0.875	0	373.796	94.745	-103.522	12
	3	-0.425	0	326.154	94.745	-103.522	12
	4	-2.625	0	245.531	94.745	-103.522	12
	계			16403.016	4547.763	557.703	48
COMBO 3	1	2.175	0	656.827	136.092	-99.431	12
	2	0.875	0	468.493	136.092	-99.431	12
	3	-0.425	0	280.159	136.092	-99.431	12
	4	-2.625	0	38.561	136.092	-99.431	12
	계			16403.016	6532.400	17075.540	48
COMBO 4	1	2.175	0	785.185	113.223	-113.997	12
	2	0.875	0	657.015	113.223	-113.997	12
	3	-0.425	0	528.846	113.223	-113.997	12
	4	-2.625	0	311.944	113.223	-113.997	12
	계			27395.879	5434.718	9396.786	48
COMBO 5	1	2.175	0	680.150	103.749	-106.374	12
	2	0.875	0	576.750	103.749	-106.374	12
	3	-0.425	0	473.351	103.749	-106.374	12
	4	-2.625	0	298.367	103.749	-106.374	12
	계			24343.409	4979.974	6889.185	48
COMBO 6	1	2.175	0	1022.880	166.200	-108.508	12
	2	0.875	0	714.630	166.200	-108.508	12
	3	-0.425	0	406.380	166.200	-108.508	12
	4	-2.625	0	-115.274	166.200	-108.508	12
	계			24343.409	7977.592	30550.979	48

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.175	0	702.690	177.172	-188.118	12
	2	0.875	0	573.515	177.172	-188.118	12
	3	-0.425	0	444.340	177.172	-188.118	12
	4	-2.625	0	225.736	177.172	-188.118	12
	계			23355.355	8504.263	5955.615	48
COMBO 2	1	2.175	0	643.677	161.067	-172.695	12
	2	0.875	0	538.544	161.067	-172.695	12
	3	-0.425	0	433.410	161.067	-172.695	12
	4	-2.625	0	255.493	161.067	-172.695	12
	계			22453.483	7731.198	3906.906	48
COMBO 3	1	2.175	0	656.827	136.092	-99.431	12
	2	0.875	0	468.493	136.092	-99.431	12
	3	-0.425	0	280.159	136.092	-99.431	12
	4	-2.625	0	-38.561	136.092	-99.431	12
	계			16403.016	6532.400	17075.540	48
COMBO 4	1	2.175	0	1188.839	188.878	-189.227	12
	2	0.875	0	968.120	188.878	-189.227	12
	3	-0.425	0	747.400	188.878	-189.227	12
	4	-2.625	0	373.875	188.878	-189.227	12
	계			39338.803	9066.137	16522.297	48
COMBO 5	1	2.175	0	979.637	172.772	-176.415	12
	2	0.875	0	802.326	172.772	-176.415	12
	3	-0.425	0	624.794	172.772	-176.415	12
	4	-2.625	0	324.356	172.772	-176.415	12
	계			32775.995	8293.071	12127.118	48
COMBO 6	1	2.175	0	1022.880	166.200	-108.508	12
	2	0.875	0	714.630	166.200	-108.508	12
	3	-0.425	0	406.380	166.200	-108.508	12
	4	-2.625	0	-115.274	166.200	-108.508	12
	계			24343.409	7977.592	30550.979	48

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	708518	1257417
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10777616	10777616
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	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2+K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\}$	33861922	33861922
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	0.0070605	0.0015609	0.0000586	0.0120029	0.0021670	0.0001759
COMBO 2	0.0064187	0.0015220	0.0000165	0.0109118	0.0020833	0.0001154
COMBO 3	0.0051951	0.0015220	0.0005043	0.0051951	0.0015220	0.0005043
COMBO 4	0.0076705	0.0025419	0.0002775	0.0127959	0.0036500	0.0004879
COMBO 5	0.0070287	0.0022587	0.0002034	0.0117048	0.0030411	0.0003581
COMBO 6	0.0063444	0.0022587	0.0009022	0.0063444	0.0022587	0.0009022

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.671 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 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	0.0070605	0.0016884	0.0000586	379.097	104.219	0.000
	2	0.0070605	0.0016122	0.0000586	361.986	104.219	0.000
	3	0.0070605	0.0015360	0.0000586	344.874	104.219	0.000
	4	0.0070605	0.0014070	0.0000586	315.917	104.219	0.000
COMBO 2	1	0.0064187	0.0015578	0.0000165	349.773	94.745	0.000
	2	0.0064187	0.0015364	0.0000165	344.965	94.745	0.000
	3	0.0064187	0.0015150	0.0000165	340.158	94.745	0.000
	4	0.0064187	0.0014787	0.0000165	332.022	94.745	0.000
COMBO 3	1	0.0051951	0.0026187	0.0005043	587.995	136.092	0.000
	2	0.0051951	0.0019632	0.0005043	440.802	136.092	0.000
	3	0.0051951	0.0013076	0.0005043	293.609	136.092	0.000
	4	0.0051951	0.0001982	0.0005043	44.513	136.092	0.000
COMBO 4	1	0.0076705	0.0031455	0.0002775	706.269	113.223	0.000
	2	0.0076705	0.0027847	0.0002775	625.268	113.223	0.000
	3	0.0076705	0.0024240	0.0002775	544.266	113.223	0.000
	4	0.0076705	0.0018135	0.0002775	407.187	113.223	0.000
COMBO 5	1	0.0070287	0.0027012	0.0002034	606.511	103.749	0.000
	2	0.0070287	0.0024367	0.0002034	547.125	103.749	0.000
	3	0.0070287	0.0021722	0.0002034	487.740	103.749	0.000
	4	0.0070287	0.0017246	0.0002034	387.241	103.749	0.000
COMBO 6	1	0.0063444	0.0042210	0.0009022	947.764	166.200	0.000
	2	0.0063444	0.0030481	0.0009022	684.411	166.200	0.000
	3	0.0063444	0.0018753	0.0009022	421.058	166.200	0.000
	4	0.0063444	-0.0001096	0.0009022	-24.616	166.200	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0120029	0.0025496	0.0001759	572.462	177.172	0.000
	2	0.0120029	0.0023209	0.0001759	521.124	177.172	0.000
	3	0.0120029	0.0020923	0.0001759	469.786	177.172	0.000
	4	0.0120029	0.0017053	0.0001759	382.906	177.172	0.000
COMBO 2	1	0.0109118	0.0023343	0.0001154	524.127	161.067	0.000
	2	0.0109118	0.0021843	0.0001154	490.449	161.067	0.000
	3	0.0109118	0.0020343	0.0001154	456.771	161.067	0.000
	4	0.0109118	0.0017805	0.0001154	399.777	161.067	0.000
COMBO 3	1	0.0051951	0.0026187	0.0005043	587.995	136.092	0.000
	2	0.0051951	0.0019632	0.0005043	440.802	136.092	0.000
	3	0.0051951	0.0013076	0.0005043	293.609	136.092	0.000
	4	0.0051951	0.0001982	0.0005043	44.513	136.092	0.000
COMBO 4	1	0.0127959	0.0047113	0.0004879	1057.845	188.878	0.000
	2	0.0127959	0.0040770	0.0004879	915.421	188.878	0.000
	3	0.0127959	0.0034427	0.0004879	772.997	188.878	0.000
	4	0.0127959	0.0023692	0.0004879	531.971	188.878	0.000
COMBO 5	1	0.0117048	0.0038201	0.0003581	857.732	172.772	0.000
	2	0.0117048	0.0033545	0.0003581	753.195	172.772	0.000
	3	0.0117048	0.0028889	0.0003581	648.658	172.772	0.000
	4	0.0117048	0.0021010	0.0003581	471.749	172.772	0.000
COMBO 6	1	0.0063444	0.0042210	0.0009022	947.764	166.200	0.000
	2	0.0063444	0.0030481	0.0009022	684.411	166.200	0.000
	3	0.0063444	0.0018753	0.0009022	421.058	166.200	0.000
	4	0.0063444	-0.0001096	0.0009022	-24.616	166.200	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	2.175	0	379.097	104.219	0.000	12
	2	0.875	0	361.986	104.219	0.000	12
	3	-0.425	0	344.874	104.219	0.000	12
	4	-2.625	0	315.917	104.219	0.000	12
	계			16822.491	5002.508	1985.054	48
COMBO 2	1	2.175	0	349.773	94.745	0.000	12
	2	0.875	0	344.965	94.745	0.000	12
	3	-0.425	0	340.158	94.745	0.000	12
	4	-2.625	0	332.022	94.745	0.000	12
	계			16403.016	4547.763	557.703	48
COMBO 3	1	2.175	0	587.995	136.092	0.000	12
	2	0.875	0	440.802	136.092	0.000	12
	3	-0.425	0	293.609	136.092	0.000	12
	4	-2.625	0	44.513	136.092	0.000	12
	계			16403.016	6532.400	17075.540	48
COMBO 4	1	2.175	0	706.269	113.223	0.000	12
	2	0.875	0	625.268	113.223	0.000	12
	3	-0.425	0	544.266	113.223	0.000	12
	4	-2.625	0	407.187	113.223	0.000	12
	계			27395.879	5434.718	9396.786	48
COMBO 5	1	2.175	0	606.511	103.749	0.000	12
	2	0.875	0	547.125	103.749	0.000	12
	3	-0.425	0	487.740	103.749	0.000	12
	4	-2.625	0	387.241	103.749	0.000	12
	계			24343.409	4979.974	6889.185	48
COMBO 6	1	2.175	0	947.764	166.200	0.000	12
	2	0.875	0	684.411	166.200	0.000	12
	3	-0.425	0	421.058	166.200	0.000	12
	4	-2.625	0	-24.616	166.200	0.000	12
	계			24343.409	7977.592	30550.979	48

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.175	0	572.462	177.172	0.000	12
	2	0.875	0	521.124	177.172	0.000	12
	3	-0.425	0	469.786	177.172	0.000	12
	4	-2.625	0	382.906	177.172	0.000	12
	계			23355.355	8504.263	5955.615	48
COMBO 2	1	2.175	0	524.127	161.067	0.000	12
	2	0.875	0	490.449	161.067	0.000	12
	3	-0.425	0	456.771	161.067	0.000	12
	4	-2.625	0	399.777	161.067	0.000	12
	계			22453.483	7731.198	3906.906	48
COMBO 3	1	2.175	0	587.995	136.092	0.000	12
	2	0.875	0	440.802	136.092	0.000	12
	3	-0.425	0	293.609	136.092	0.000	12
	4	-2.625	0	44.513	136.092	0.000	12
	계			16403.016	6532.400	17075.540	48
COMBO 4	1	2.175	0	1057.845	188.878	0.000	12
	2	0.875	0	915.421	188.878	0.000	12
	3	-0.425	0	772.997	188.878	0.000	12
	4	-2.625	0	531.971	188.878	0.000	12
	계			39338.803	9066.137	16522.297	48
COMBO 5	1	2.175	0	887.782	172.772	0.000	12
	2	0.875	0	753.195	172.772	0.000	12
	3	-0.425	0	648.658	172.772	0.000	12
	4	-2.625	0	471.749	172.772	0.000	12
	계			32775.995	8293.071	12127.118	48
COMBO 6	1	2.175	0	947.764	166.200	0.000	12
	2	0.875	0	684.411	166.200	0.000	12
	3	-0.425	0	421.058	166.200	0.000	12
	4	-2.625	0	-24.616	166.200	0.000	12
	계			24343.409	7977.592	30550.979	48

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	456.871	104.219	-112.347	702.690	177.172	-188.118
	2	393.274	104.219	-112.347	573.515	177.172	-188.118
	3	329.677	104.219	-112.347	444.340	177.172	-188.118
	4	222.052	104.219	-112.347	225.736	177.172	-188.118
COMBO 2	1	421.437	94.745	-103.522	643.677	161.067	-172.695
	2	373.796	94.745	-103.522	538.544	161.067	-172.695
	3	326.154	94.745	-103.522	433.410	161.067	-172.695
	4	245.531	94.745	-103.522	255.493	161.067	-172.695
COMBO 3	1	656.827	136.092	-99.431	656.827	136.092	-99.431
	2	468.493	136.092	-99.431	468.493	136.092	-99.431
	3	280.159	136.092	-99.431	280.159	136.092	-99.431
	4	-38.561	136.092	-99.431	-38.561	136.092	-99.431
COMBO 4	1	785.185	113.223	-113.997	1188.839	188.878	-189.227
	2	657.015	113.223	-113.997	968.120	188.878	-189.227
	3	528.846	113.223	-113.997	747.400	188.878	-189.227
	4	311.944	113.223	-113.997	373.875	188.878	-189.227
COMBO 5	1	680.150	103.749	-106.374	979.857	172.772	-176.415
	2	576.750	103.749	-106.374	802 326	172.772	-176.415
	3	473.351	103.749	-106.374	624.794	172.772	-176.415
	4	298.367	103.749	-106.374	324.356	172.772	-176.415
COMBO 6	1	1022.880	166.200	-108.508	1022.880	166.200	-108.508
	2	714.630	166.200	-108.508	714.630	166.200	-108.508
	3	406.380	166.200	-108.508	406.380	166.200	-108.508
	4	-115.274	166.200	-108.508	-115.274	166.200	-108.508

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	379.097	104.219	0.000	572.462	177.172	0.000
	2	361.986	104.219	0.000	521.124	177.172	0.000
	3	344.874	104.219	0.000	469.786	177.172	0.000
	4	315.917	104.219	0.000	382.906	177.172	0.000
COMBO 2	1	349.773	94.745	0.000	524.127	161.067	0.000
	2	344.965	94.745	0.000	490.449	161.067	0.000
	3	340.158	94.745	0.000	456.771	161.067	0.000
	4	332.022	94.745	0.000	399.777	161.067	0.000
COMBO 3	1	587.995	136.092	0.000	587.995	136.092	0.000
	2	440.802	136.092	0.000	440.802	136.092	0.000
	3	293.609	136.092	0.000	293.609	136.092	0.000
	4	44.513	136.092	0.000	44.513	136.092	0.000
COMBO 4	1	706.269	113.223	0.000	1057.845	188.878	0.000
	2	625.268	113.223	0.000	915.421	188.878	0.000
	3	544.266	113.223	0.000	772.997	188.878	0.000
	4	407.187	113.223	0.000	531.971	188.878	0.000
COMBO 5	1	606.511	103.749	0.000	857.732	172.772	0.000
	2	547.125	103.749	0.000	753.195	172.772	0.000
	3	487.740	103.749	0.000	648.658	172.772	0.000
	4	387.241	103.749	0.000	471.749	172.772	0.000
COMBO 6	1	947.764	166.200	0.000	947.764	166.200	0.000
	2	684.411	166.200	0.000	684.411	166.200	0.000
	3	421.058	166.200	0.000	421.058	166.200	0.000
	4	-24.616	166.200	0.000	-24.616	166.200	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1413.100 kN(평상시)

Ra2 = 2119.650 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.671 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 6.344 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 259.200 kN(평상시)

Pa2 = 388.800 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	456.871	222.052	1413.100	259.200	O.K
	HINGE	379.097	315.917	1413.100	259.200	O.K
COMBO 2	FIX	421.437	245.531	1413.100	259.200	O.K
	HINGE	349.773	332.022	1413.100	259.200	O.K
COMBO 3	FIX	656.827	-38.561	2119.650	388.800	O.K
	HINGE	587.995	44.513	2119.650	388.800	O.K
COMBO 4	FIX	785.185	311.944	1413.100	259.200	O.K
	HINGE	706.269	407.187	1413.100	259.200	O.K
COMBO 5	FIX	680.150	298.367	1413.100	259.200	O.K
	HINGE	606.511	387.241	1413.100	259.200	O.K
COMBO 6	FIX	1022.880	-115.274	2119.650	388.800	O.K
	HINGE	947.764	-24.616	2119.650	388.800	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	456.871	112.347	92.203	140	O.K
	HINGE	379.097	78.034	68.088	140	O.K
COMBO 2	FIX	421.437	103.522	84.990	140	O.K
	HINGE	349.773	70.940	62.235	140	O.K
COMBO 3	FIX	656.827	99.431	98.139	210	O.K
	HINGE	587.995	84.164	85.168	210	O.K
COMBO 4	FIX	785.185	113.997	114.621	140	O.K
	HINGE	706.269	84.776	93.254	140	O.K
COMBO 5	FIX	680.150	106.374	103.516	140	O.K
	HINGE	606.511	77.682	82.788	140	O.K
COMBO 6	FIX	1022.880	108.508	127.146	210	O.K
	HINGE	947.764	102.784	119.053	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (496.000^2 + 496.000 \times 476.000 + 476.000^2) \div (3 \times (496.000^2 + 476.000^2))$

= 1.999 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	104.219	13.648	80	O.K
	HINGE	104.219	13.648	80	O.K
COMBO 2	FIX	94.745	12.407	80	O.K
	HINGE	94.745	12.407	80	O.K
COMBO 3	FIX	136.092	17.822	120	O.K
	HINGE	136.092	17.822	120	O.K
COMBO 4	FIX	113.223	14.827	80	O.K
	HINGE	113.223	14.827	80	O.K
COMBO 5	FIX	103.749	13.586	80	O.K
	HINGE	103.749	13.586	80	O.K
COMBO 6	FIX	166.200	21.765	120	O.K
	HINGE	166.200	21.765	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	785.185	21.401	13.657	9.220	20	0	O.K
	HINGE	706.269	25.223	13.305	8.076	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	1022.880	24.515	16.231	11.149	26.60	-3	O.K
	HINGE	947.764	35.155	16.622	9.335	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	-115.274	24.515	5.449	0.367	26.60	-3	O.K
	HINGE	-24.616	35.155	7.411	0.123	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

= 1.348 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.348 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 = 1.15 MPa (평상시)

※ τpa = 1.150 MPa (평상시) 적용

= 1.530 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	15.616	0.289	1.150	O.K
	HINGE	38.525	0.713	1.150	O.K
지진시최대	FIX	28.004	0.518	1.530	O.K
	HINGE	64.934	1.202	1.530	O.K

종점 교대(오창방향)

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. 말 뚝 계 산
- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 6) 갈뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	756	642.518	O.K
	허용인발력(kN/EA)	401.127	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	74.236	O.K
	전단응력(MPa)	80	10.264	O.K
	수평변위(mm)	15	2.713	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1134	772.467	O.K
	허용인발력(kN/EA)	601.69	-	O.K
	휨응력(MPa)	210	84.898	O.K
	전단응력(MPa)	120	18.004	O.K
	수평변위(mm)	15	2.682	O.K

■ 단면 휨 설계

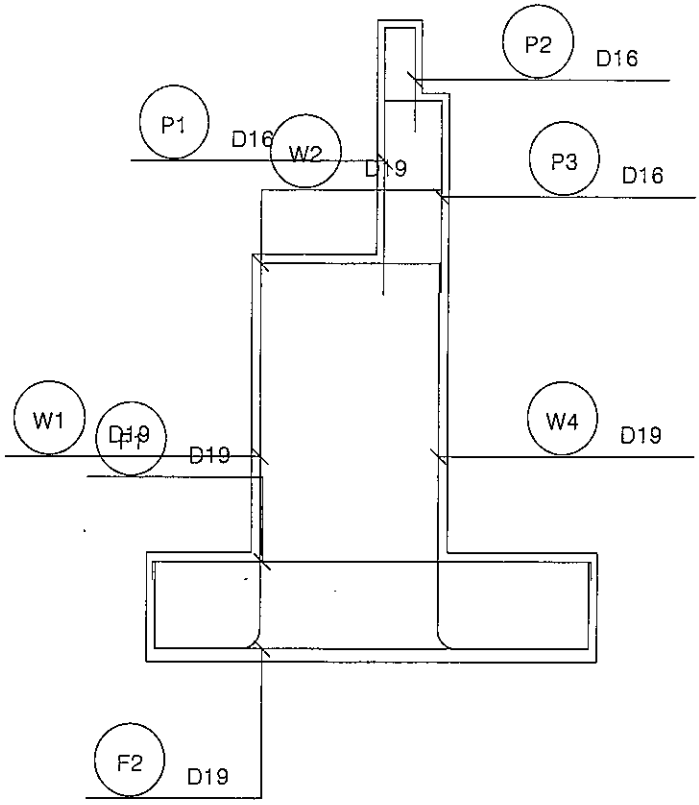
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1243.03	2292	329.924	603.833	1.83	O.K
후면저판		1200	100	489.214	2292	136.776	633.056	4.628	O.K
벽체 : H=5.784		2200	100	1222.66	2292	651.933	1217.516	1.868	O.K
흉벽		800	80	708.105	1588.8	129.068	286.971	2.223	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	600	80	1594.54	2292	206.669	294.069	1.423	O.K
	화부(T=450	450	80	999.583	2292	92.437	206.4	2.233	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2260.28	3096.8	293.134	392.654	1.353	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	1619.96	2292	209.886	294.069	1.401	O.K
우측날개벽	D(T=500 mm)	500	80	1122.45	2292	117.852	235.623	1.999	O.K
	A(T=500 mm)	500	80	2162.67	3096.8	222.853	313.686	1.408	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1045.62	2292	109.936	235.623	2.143	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	2197.21	4053.6	226.269	403.331	1.783	O.K

■ 사용성 검토

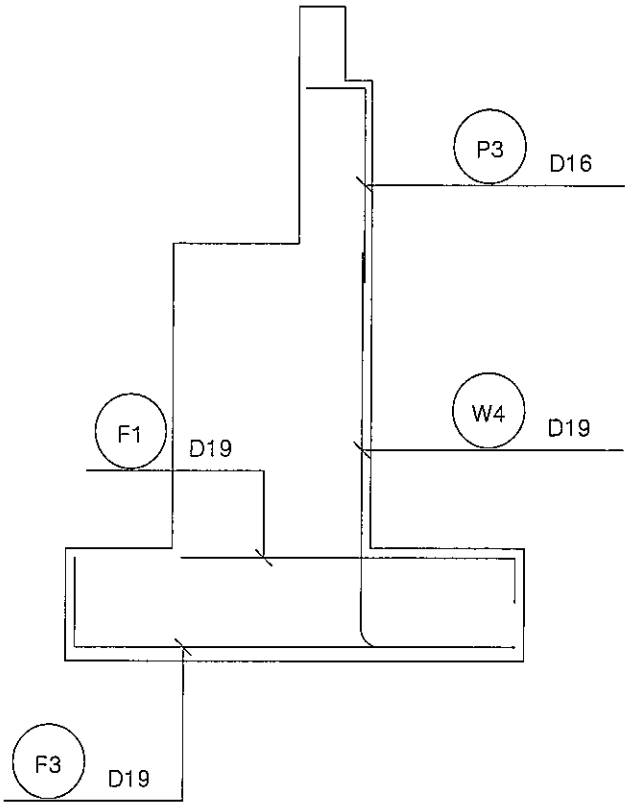
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		95.155	150	125	476.343	O.K
후면저판		29.082	150	125	2166.269	O.K
벽체 : H=5.784		51.133	150	125	1232.073	O.K
흉벽		70.133	150	125	898.292	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	110.053	150	125	539.314	O.K
	화부(T=450	70.057	150	125	899.271	O.K
	B(T=600 mm)	115.619	150	125	508.614	O.K
	C(T=600 mm)	111.766	150	125	528.348	O.K
우측날개벽	D(T=500 mm)	78.301	150	125	804.588	O.K
	A(T=500 mm)	110.91	150	125	537.538	O.K
	B(T=500 mm)	73.041	150	125	862.526	O.K
	C(T=500 mm)	87.064	150	125	723.605	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

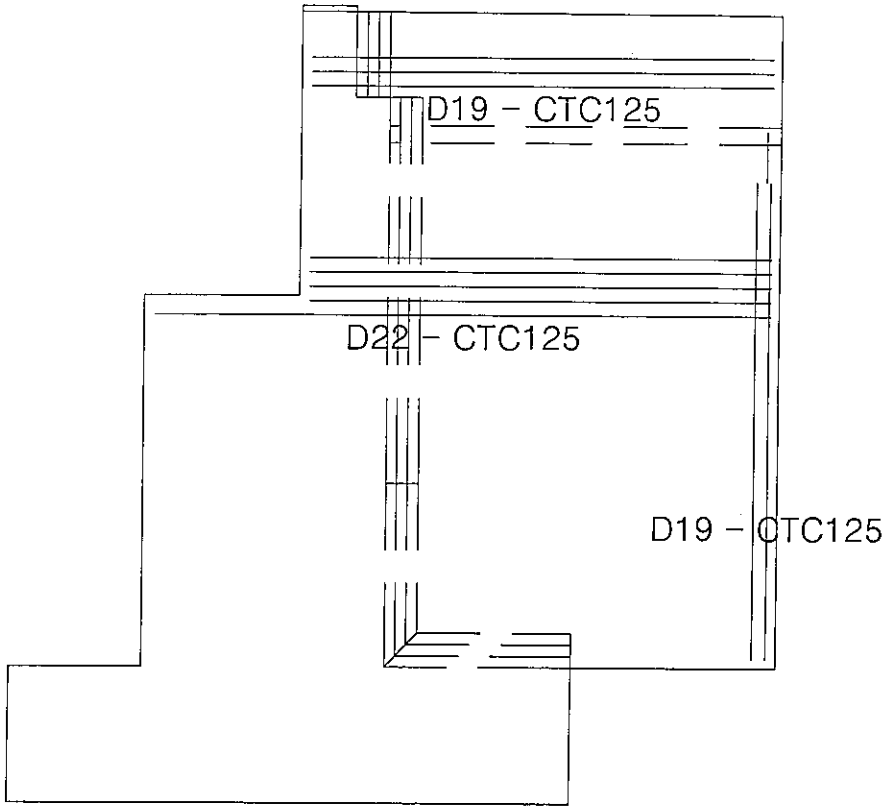


- ② Cycle (CTC = 250)

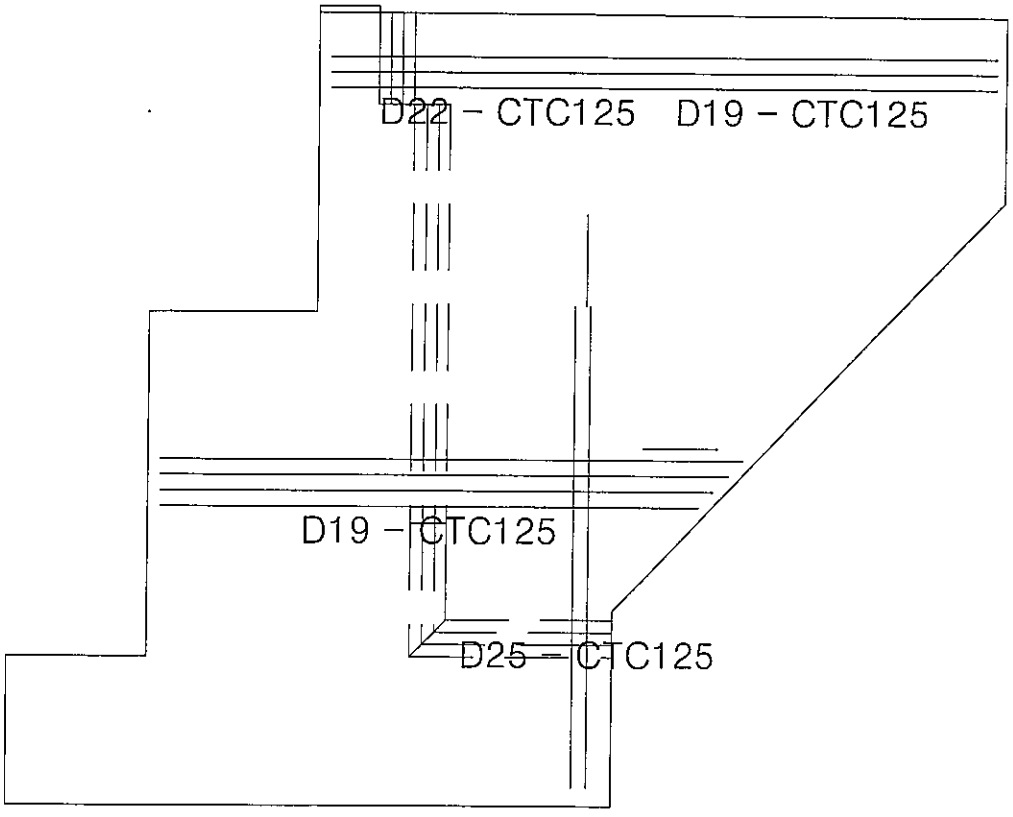


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 11.860 M
(5) 교 대 총높이 : H = 6.984 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 94.374 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 379.360 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 143.347 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 10.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 27.247 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 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]

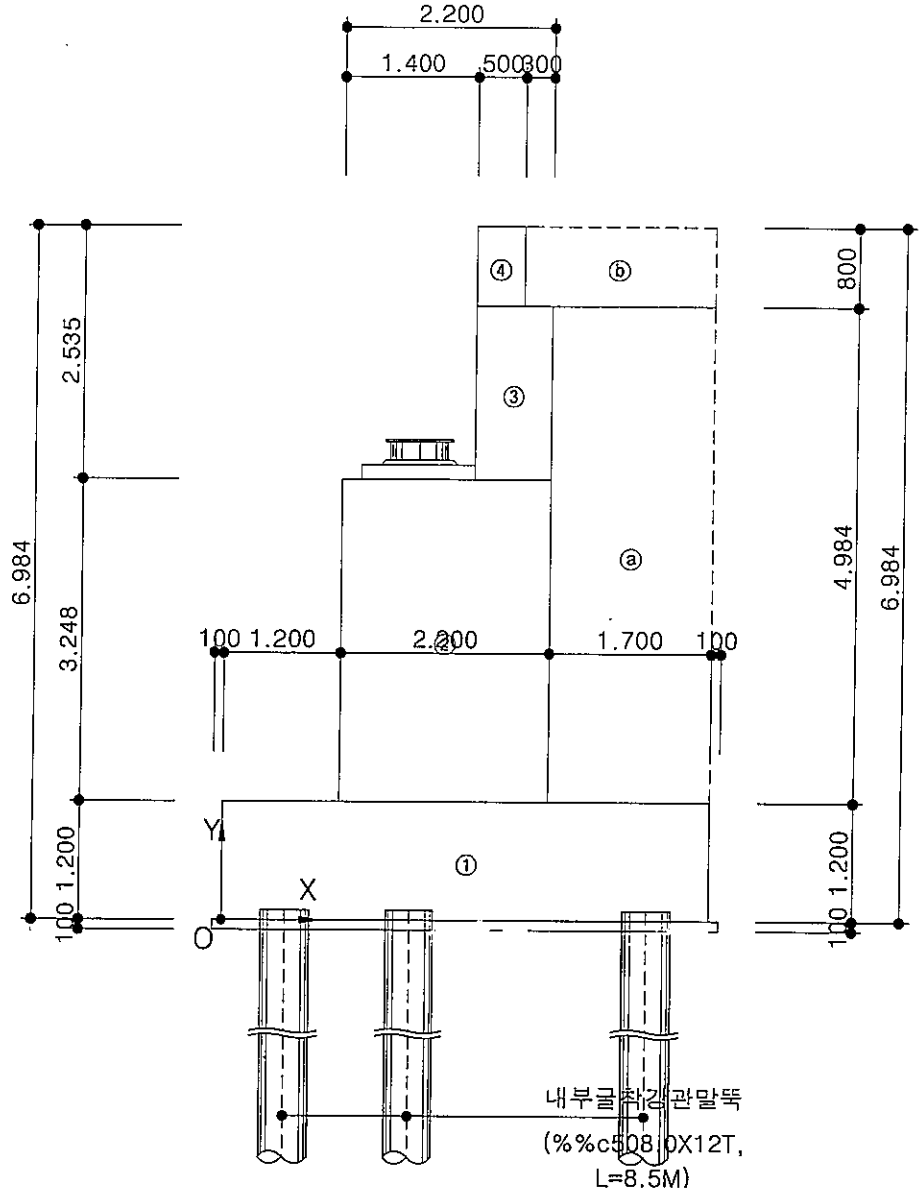
5) 설 계 방 법

(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 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	804.460	878.710	901.423	934.656	979.940	4499.189
활하중	231.505	298.967	370.290	401.290	398.034	1700.086

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	192.930	191.830	191.710	192.450	193.680	962.600
직각방향	131.560	131.700	131.780	131.790	131.790	658.620

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	5.100 × 1.200	= 6.120	25.000	153.000	11.781
	②	2.200 × 3.248	= 7.146	25.000	178.661	13.757
	③	0.800 × 1.735	= 1.388	25.000	34.705	2.672
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 15.055		376.366	28.980
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 4.984	= 8.472	20.000	169.443	13.047
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.072		201.443	15.511
총 계					577.809	44.491

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	2.550	0.600	390.150	7.069
	②	2.300	2.824	410.919	38.852
	③	3.000	5.316	104.115	14.206
	④	2.850	6.584	28.500	5.069
	소 계			933.684	65.196
뒷채움재	ⓐ	4.250	3.692	720.134	48.168
	ⓑ	4.100	6.584	131.200	16.222
	소 계			851.334	64.390
총 계				1785.018	129.585

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 933.684 / 376.366 = 2.481 m
  Y = 65.196 / 28.980 = 2.250 m
- 뒷채움재 : X = 851.334 / 201.443 = 4.226 m
  Y = 64.390 / 15.511 = 4.151 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)

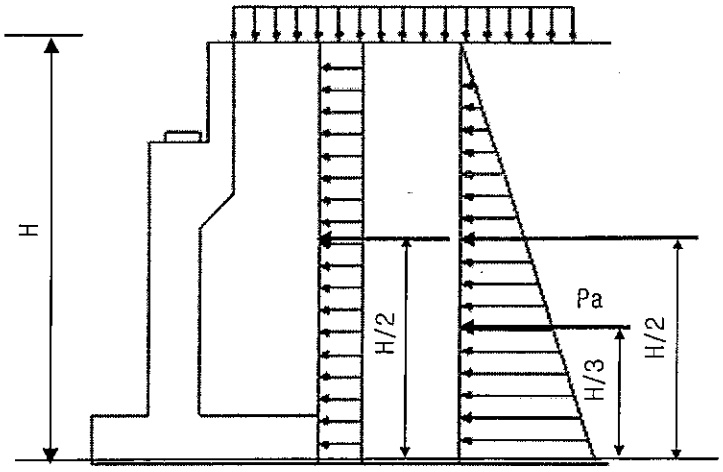
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 6.984 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.984^2 x cos(0.000)

= 132.169 kN

y = H / 3 = 2.328 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.984 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.984^2 x cos(0.000)

= 153.141 kN

y = H / 3 = 3.492 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.784 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.784^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 82.226 kN

y = H / 3 = 1.928 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.784 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.784^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 105.034 kN

y = H / 2 = 2.892 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 4499.189 ÷ (11.825 / sin94.374) = 379.360 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1700.086 ÷ (11.825 / sin94.374) = 143.347 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.1$

$= 0.010023$ m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 11.860 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2396.500 \times 0.010023 \times 5 / 11.860$

$= 10.127$ 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
KH	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
δ(m)	0.08049	0.08006	0.08002	0.08032	0.08082

$Fm = 55.533 \times \cos 94.4 + 81.164 \times \sin 94.4$

$= 85.163$ kN/m

H1 = 658.620 ÷ (11.825 / sin94.4) = 55.533 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 962.600 ÷ (11.325 / sin94.4) = 81.164 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 x 2.000 = 20.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 6.984 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 6.984 \times \cos 0.000$

$= 18.926$ kN

$y = H / 2 = 3.492$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.784 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 5.784 \times \cos 11.667$

$= 14.217$ kN

$y = H / 2 = 2.892$ 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)	376.366	-	2.481	2.250	933.685	-
2. 교대구체(지진시)	376.366	28.980	2.481	2.250	933.685	65.195
3. 뒷채움재(평상시)	201.443	-	4.226	4.151	851.333	-
4. 뒷채움재(지진시)	201.443	15.511	4.226	4.151	851.333	64.389
5. 배면토압(평상시)	-	132.169	-	2.328	-	307.673
6. 배면토압(지진시)	-	153.141	-	3.492	-	534.740
7. 뒷채움 상재하중	20.000	18.926	4.100	3.492	82.000	66.086
8. 상부 고정하중반력	379.360	-	2.009	-	762.134	-
9. 상부 활하중반력	143.347	-	2.009	-	287.984	-
10. 교량받침마찰력	-	10.127	-	4.848	-	49.099
11. 상부관성력	-	85.163	-	4.848	-	412.902

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)	597.809	151.095	1867.018	373.759
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	577.809	132.169	1785.018	307.673
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	577.809	197.632	1785.018	664.324
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1120.516	161.222	2917.136	422.858
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5.3+10)	957.169	142.296	2547.152	356.772
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	957.169	282.795	2547.152	1077.226

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(= 2.350) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	-
2 열	1.950	8.000	15.600	-
3 열	4.450	8.000	35.600	-
계	-	24.000	56.400	2.350

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	7090.015	1791.987	-0.148	-1049.322
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	6852.815	1567.524	-0.207	-1418.533
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	6852.815	2343.916	0.410	2809.654
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	13289.320	1912.093	0.124	1647.876
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	11352.024	1687.631	0.062	703.826
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	11352.024	3353.949	0.814	9240.548

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 11.860 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.

$\beta\lambda \leq 1.0$

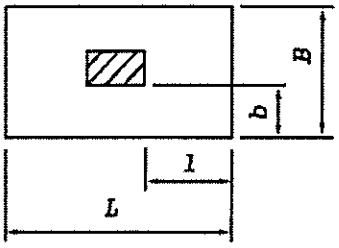
여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 199474.843 x 24 / (11.860 x 5.100) = 79149.109 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 11.860 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.100 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 24 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 79149.109) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.267$ (m-1)

- 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.700) = 1.700
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.550, 뒷굽기준으로 검토

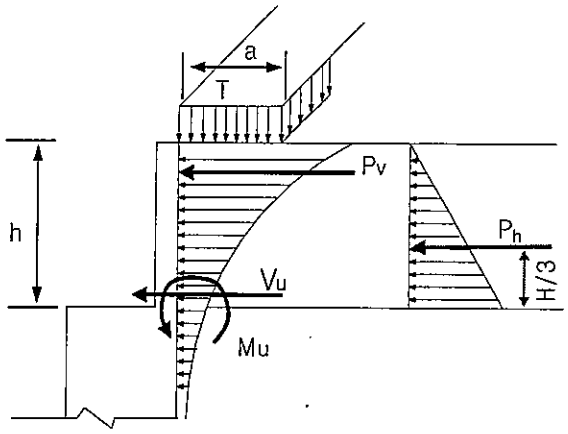


$\beta\lambda = 0.267 \times 1.700 = 0.454 \leq 1.0$, ∴ O.K

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 (2.535 - 0.36) = 62.570 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 2.535^2 x cos11.667 = 15.800 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.535 x 15.800 = 13.352 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.800 = 75.759 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 62.570 + 1.70 x 13.352 = 129.068 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.735 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.672 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.672 + 0.770 = 3.442 kN

Mw = 2.672 x 1.735/2 + 0.770 x (1.735 + 0.800/2) = 3.963 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 2.535^2 x cos0.000 = 20.182 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.535 x 20.182 = 25.584 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.442 + 1.00 x 20.182 = 23.625 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 3.963 + 1.00 x 25.584 = 29.546 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	75.759	129.068	
지진시	23.625	29.546	
설계단면력	75.759	129.068	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.784 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.199	2.180	-	1.000	17.199	37.488
2. 배면토압(평상시)	82.226	1.928	1.700	-	139.784	269.486
3. 배면토압(지진시)	105.034	2.892	-	1.000	105.034	303.739
4. 뒷채움 상재하중	14.217	2.892	1.700	-	24.169	69.892
5. 교량받침마찰력	10.127	3.648	1.300	-	13.165	48.031
6. 상부관성력	85.163	3.648	-	1.000	85.163	310.706

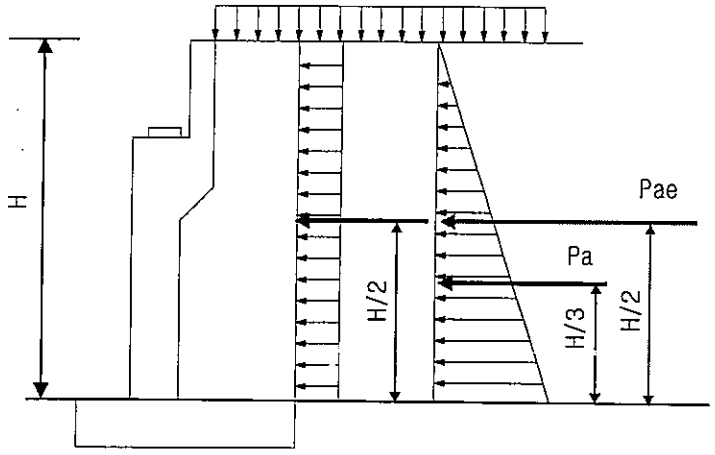
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.199 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 37.488 kN.m

y = Mo / Ho = 37.488 / 17.199 = 2.180



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.784 m)	177.118	387.409	
지진시(H = 5.784 m)	207.396	651.933	
설계단면력	207.396	651.933	

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)	376.366	-	2.481	2.250	933.685	-
2. 교대구체(지진시)	376.366	28.980	2.481	2.250	933.685	65.195
3. 뒷채움재(평상시)	201.443	-	4.226	4.151	851.333	-
4. 뒷채움재(지진시)	201.443	15.511	4.226	4.151	851.333	64.389
5. 배면토압(평상시)	-	132.169	-	2.328	-	307.673
6. 배면토압(지진시)	-	153.141	-	3.492	-	534.740
7. 토압의 연직분력	18.331	-	4.533	-	83.101	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	18.926	4.100	3.492	82.000	66.086
9. 상부 고정하중반력	379.360	-	2.009	-	762.134	-
10. 상부 활하중반력	143.347	-	2.009	-	287.984	-
11. 교량받침마찰력	-	10.127	-	4.848	-	49.099
12. 상부관성력	-	85.163	-	4.848	-	412.902

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+	825.314	256.862	2638.095	635.390
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	782.314	224.687	2461.795	523.044
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	577.809	197.632	1785.018	664.324
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1626.678	270.027	4248.035	699.219
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1275.482	237.852	3452.569	586.873
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	957.160	282.795	2547.152	1077.226

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 + 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

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.350) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

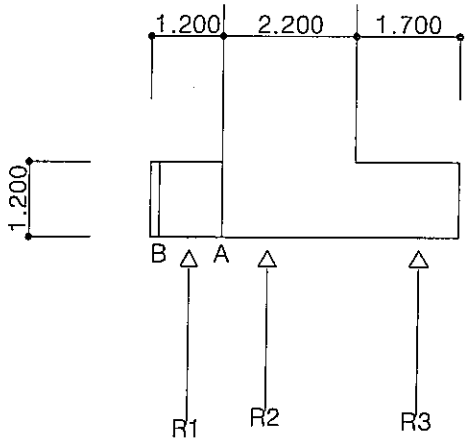
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	9788.229	3046.377	-0.077	-753.694
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	9278.249	2664.791	-0.128	-1187.616
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	6852.815	2343.916	0.410	2809.654
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	19292.406	3202.515	0.168	3241.124
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	15127.221	2820.929	0.103	1558.104
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	11352.024	3353.949	0.814	9240.548

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(11.860 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 11.860 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 11.860 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 11.860 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	462.150	420.620	434.360
COMB 2	420.470	394.560	428.380
COMB 3	402.550	313.070	186.670
COMB 4	964.980	841.760	689.800
COMB 5	738.780	655.830	575.470
COMB 6	772.470	543.460	147.850

- 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 = 0.00
Ma = R1 x 0.550

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	171.456	5.850	143.376
COMB 2	0.000	155.993	5.850	127.913
COMB 3	0.000	149.345	4.500	127.745
COMB 4	0.000	358.004	5.850	329.924
COMB 5	0.000	274.085	5.850	246.005
COMB 6	0.000	286.583	4.500	264.983

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 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

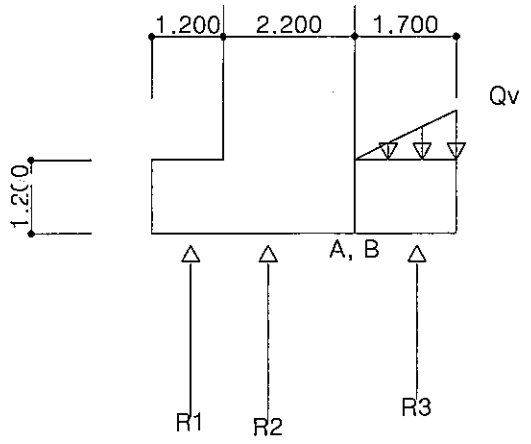
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 8본 / 11.860 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 11.860 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 11.860 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	386.370	402.790	340.760
COMB 2	352.760	378.630	344.750
COMB 3	365.570	304.370	140.990
COMB 4	896.170	825.570	604.800
COMB 5	674.680	640.740	496.290
COMB 6	736.220	534.930	103.070

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.700 x 25.000 = 51.000 kN

Ma = 1.200 x 1.700 x 25.000 x 1.700 / 2 = 43.350 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 201.443 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 201.443 kN

Ma = 201.443 x (4.226 - 3.400) = 166.427 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.700 = 17.000 kN

Ma = 10.000 x 1.700 x 1.700 / 2 = 14.450 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 5.784^2 x sin11.667

= 18.331 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 18.331 / 1.700

= 21.566 kN

Vb = 21.566 x 1.700 / 2 = 18.331 kN

Ma = 21.566 x 1.700 x 1.700 / 3 = 20.775 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 1.050

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	229.856	241.349	166.033	97.747
COMB 2	232.547	244.175	126.792	63.853
COMB 3	95.103	99.858	157.340	109.918
COMB 4	407.961	428.359	12.072	-89.264
COMB 5	334.767	351.505	24.572	-43.477
COMB 6	69.525	73.001	182.919	136.776

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 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	329.9	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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1243.029 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.844]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1243.029 mm²

ρmin = Max(1243.029, 1800.000) / bd = 0.00171

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 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

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1050.00 - a/2) = 603.833 kN.m

≥ Mu (= 329.924 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.830]

* 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 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 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	1200.0	1100.0	100.0	136.8	182.9

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 489.214 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.685]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 489.214 mm²

ρmin = Max(489.214, 1800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 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

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100.00 - a/2) = 633.056 kN.m

≥ Mu (= 136.776 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.628]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 718.517 kN

≥ Vu (= 182.919 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 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 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=5.784

* 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	651.9	207.4

* 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 (2100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.15587

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1222.663 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.875]

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 = 0.00109

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 (2100.00 - a/2) = 1217.516 kN.m

≥ Mu (= 651.933 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.868]

* 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 (= 207.396 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	129.1	75.8

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 708.105 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.244]

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 (= 129.068 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.223]

* 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 (= 75.759 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 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1910.000 ㎟ ∴ 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

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 (2.535 - 0.36) = 62.570 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 2.535^2 x cos11.667 = 15.800 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.535 x 15.800 = 13.352 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.800 = 44.564 kN

Ms = 62.570 + 13.352 = 75.922 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.784 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.199	2.180	-	1.000	17.199	37.488
2. 배면토압(평상시)	82.226	1.928	1.000	-	82.226	158.521
3. 배면토압(지진시)	105.034	2.892	-	1.000	105.034	303.739
4. 뒷채움 상재하중	14.217	2.892	1.000	-	14.217	41.113
5. 교량받침마찰력	10.127	3.648	1.000	-	10.127	36.947
6. 상부관성력	85.163	3.648	-	1.000	85.163	310.706

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.199 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 37.488 kN.m

y = Mo / Ho = 37.488 / 17.199 = 2.180

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	106.570	236.581	

3) 기초 설계

① 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+	616.140	151.095	1950.119	373.759
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	596.140	132.169	1868.119	307.673
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	577.809	197.632	1785.018	664.324
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1138.847	161.222	3000.237	422.858
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	975.500	142.296	2630.253	356.772
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	957.169	282.795	2547.152	1077.226

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.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.350) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

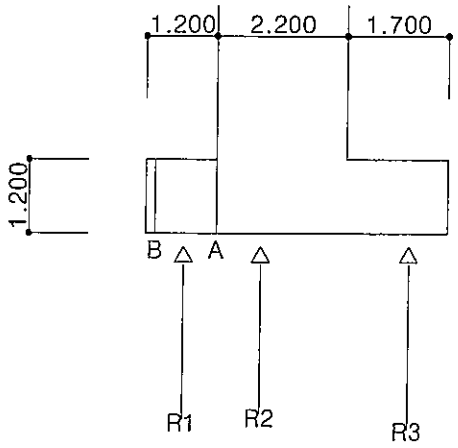
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	7307.420	1791.987	-0.208	-1519.943
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	7070.220	1567.524	-0.268	-1894.819
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	6852.815	2343.916	0.410	2809.654
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	13506.725	1912.093	0.087	1175.085
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	11569.400	1907.631	0.019	219.819
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	11352.024	3353.949	0.814	9240.548

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(11.860 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 11.860 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 11.860 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 11.860 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	311.730	299.260	332.340
COMB 2	286.890	285.850	335.450
COMB 3	402.550	313.070	186.670
COMB 4	642.520	574.610	495.740
COMB 5	532.010	486.890	448.240
COMB 6	772.470	543.460	147.850

- 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 = 0.00

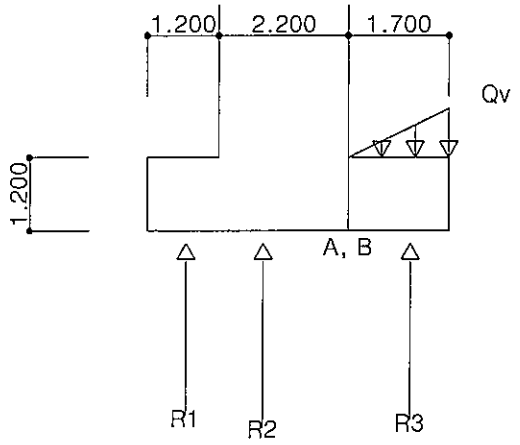
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	115.651	4.500	94.051
COMB 2	0.000	106.435	4.500	84.835
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	238.373	4.500	216.773
COMB 5	0.000	197.374	4.500	175.774
COMB 6		-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 11.860 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 11.860 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 11.860 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	265.530	288.380	275.270
COMB 2	245.130	276.030	283.860
COMB 3	365.570	304.370	140.990
COMB 4	600.660	564.770	444.030
COMB 5	493.050	477.720	400.110
COMB 6	736.220	534.930	103.070

- 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

Ma = R3 x 1.050

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	185.680	194.964	102.094	50.038
COMB 2	191.475	201.048	79.300	29.504
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	299.515	314.491	11.741	-69.489
COMB 5	269.890	283.384	0.885	-52.832
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 216.773 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 95.155 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 - 19/2 = 140.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.16) - 2.5 x 140.50 = 476.34 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 95.16) = 662.07 mm
Sa는 작은 값인 476.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 476.34 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 69.489 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 29.082 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 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 29.08) - 2.5 x 90.50 = 2481.59 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 29.08) = 2166.27 mm
Sa는 작은 값인 2166.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2166.27 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.784

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 236.581 x 1000000 / [2292.000 x (2100.000 - 244.037/3)]
= 51.133 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2100.0/(7x2292.000)]
= 244.037 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.13) - 2.5 x 90.50 = 1313.84 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.13) = 1232.07 ㎜

Sa는 작은 값인 1232.07 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1232.07 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 75.922 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 70.133 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 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.13) - 2.5 x 72.00 = 942.86 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.13) = 898.29 ㎜

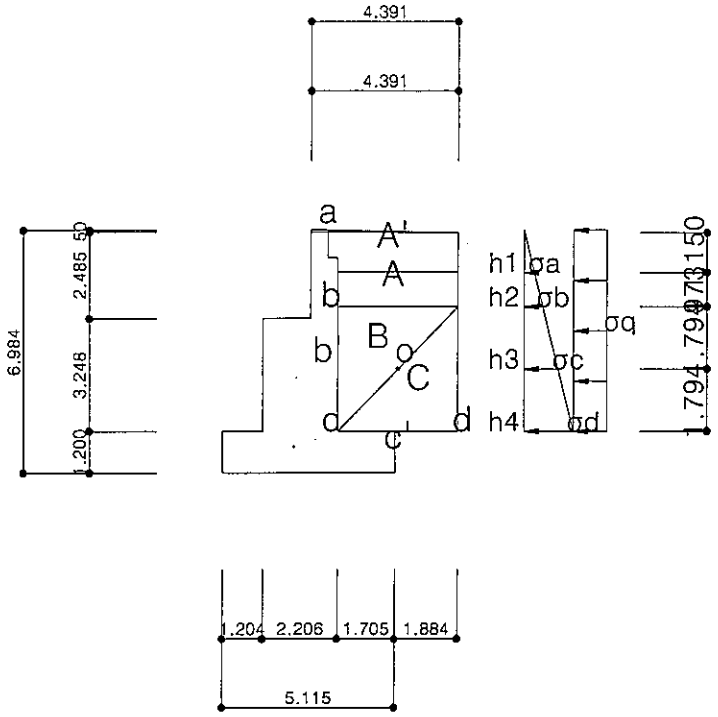
Sa는 작은 값인 898.29 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 898.29 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정



U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(30.0) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델

1	21	20	19	18	17	16	15	14	13
2	22	23	24	25	26	27	28	29	12
	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	58	57	56	55	54	53	52	51	50
	59	92	91	90	89	88	87	86	49
	60	93	118	117	116	115	114	85	48
	61	94	119	136	135	134	113	84	47
	62	95	120	137	146	133	112	83	46
	63	96	121	138	145	132	111	82	45
	64	97	122	139	144	131	110	81	44
	65	98	123	140	143	130	109	80	43
	66	99	124	141	142	129	108	79	42
	67	100	125	126	127	128	107	78	41
	68	101	102	103	104	105	106	77	40
	69	70	71	72	73	74	75	76	39
	30	31	32	33	34	35	36	37	38

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	206.669	290.134	209.886	92.437
전단력(kN)	0.000	126.813	295.399	238.794	84.034

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	121.570	170.667	123.462	54.375
전단력(kN)	0.000	74.596	173.764	140.467	49.432

(2) 철근량 검토

① A(T=600 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	600.0	520.0	80.0	206.7	126.8

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1594.544 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.437]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 206.669 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.423]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 126.813 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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	92.4	84.0

* 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 ㎜, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 ㎜

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 999.583 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 2.293]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 92.437 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.233]

* 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 (= 84.034 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=600 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	600.0	520.0	80.0	290.1	295.4

* 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 (520.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02612

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2260.282 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.370]

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 = 0.00596

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 (520.00 - a/2) = 392.654 kN.m

≥ Mu (= 290.134 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.353]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 295.399 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=600 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	600.0	520.0	80.0	209.9	238.8

* 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 (520.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03634

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1619.958 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.415]

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 = 0.00441

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 (520.00 - a/2) = 294.069 kN.m

≥ Mu (= 209.886 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.401]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 520.00 = 339.663 kN

≥ Vu (= 238.794 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.570 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 110.053 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 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 / 110.05) - 2.5 x 70.50 = 539.31 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 110.05) = 572.45 mm

Sa는 작은 값인 539.31 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 539.31 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.375 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 70.057 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 / 70.06) - 2.5 x 70.50 = 947.84 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.06) = 899.27 mm

Sa는 작은 값인 899.27 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 899.27 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 170.667 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 115.619 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x3096.800)]
= 130.028 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.62) - 2.5 x 69.00 = 508.61 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 115.62) = 544.89 ㎜

Sa는 작은 값인 508.61 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 508.61 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=600 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 123.462 x 1000000 / [2292.000 x (520.000 - 114.122/3)]
= 111.766 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x2292.000)]
= 114.122 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.77) - 2.5 x 70.50 = 528.35 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 111.77) = 563.68 ㎜

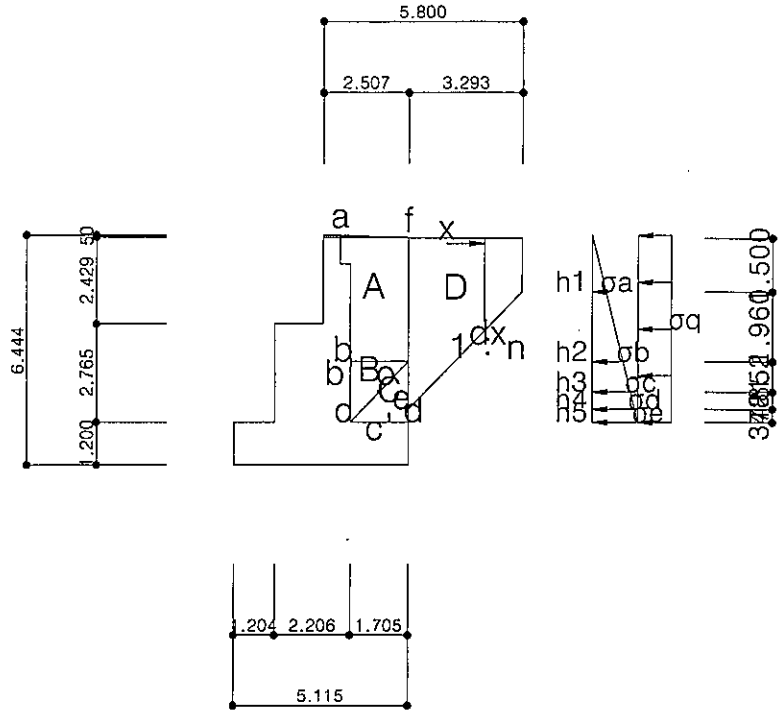
Sa는 작은 값인 528.35 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 528.35 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

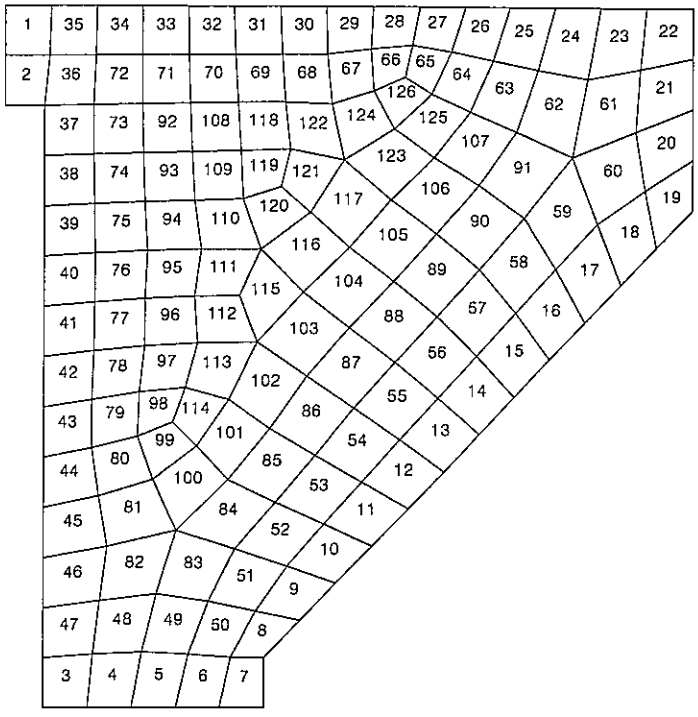


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 $K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin(35.0°) = 0.426$

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)	117.852	222.853	109.936	226.269
전단력(kN)	76.833	114.809	109.615	187.852

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	69.325	131.090	64.668	133.099
전단력(kN)	45.196	67.534	64.480	110.501

(2) 철근량 검토

① D(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	117.9	76.8

* 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 (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1122.448 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.042]

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 = 0.00546

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 (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 117.852 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.999]

* 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 (= 76.833 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)
1000.0	500.0	420.0	80.0	222.9	114.8

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2162.672 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.432]

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 (= 222.853 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.408]

* 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 (= 114.809 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	109.9	109.6

* 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 (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1045.616 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.192]

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 = 0.00546

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 (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 109.936 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.143]

* 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 (= 109.615 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	226.3	187.9

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2197.208 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.845]

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 (= 226.269 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.783]

* 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 (= 187.852 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 69.325 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 78.301 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 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 / 78.30) - 2.5 x 70.50 = 829.49 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 78.30) = 804.59 mm
Sa는 작은 값인 804.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 804.59 mm) ∴ O.K

② A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 131.090 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]
= 110.910 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 / 110.91) - 2.5 x 69.00 = 537.54 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 110.91) = 568.03 mm
Sa는 작은 값인 537.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 537.54 mm) ∴ O.K

③ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.668 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 73.041 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 73.04) - 2.5 x 70.50 = 901.91 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 73.04) = 862.53 ㎜

Sa는 작은 값인 862.53 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 862.53 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 133.099 x 1000000 / [4053.600 x (420.000 - 128.597/3)]
= 87.064 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 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 87.06) - 2.5 x 67.50 = 735.76 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.06) = 723.60 ㎜

Sa는 작은 값인 723.60 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 723.60 ㎜) ∴ 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 10.833 = 7.583 m

- 등분표 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

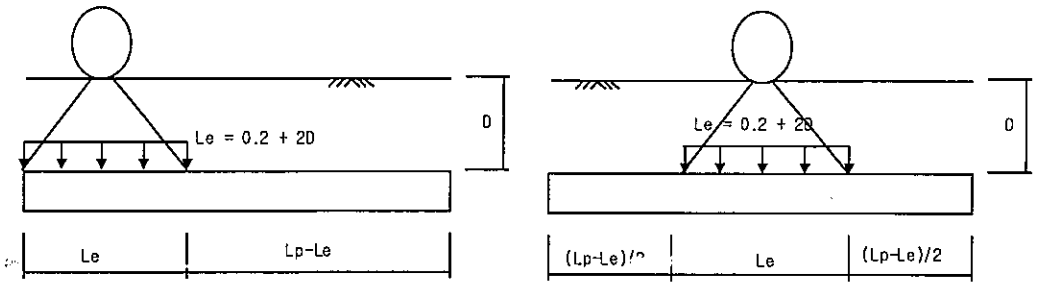
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 7.583 / 2 - 12.500 x 0. = 42.394 kN/m

Md = 12.500 x 7.583^2 / 8 = 89.849 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 Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 7.583 x 0.400) / (2 x 7.583)

= 77.714 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.583/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 155.648 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 42.394 + 2.15 x 77.714

= 222.198 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 89.849 + 2.15 x 155.648

= 451.448 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	500.0	400.0	100.0	451.4	222.2

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3602.163 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.125]

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 (= 451.448 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.113]

* 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 (= 222.198 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.583) = 19.97% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3602.2 ㎟

필요 철근량 : 3602.2 x 0.200 = 719.5 ㎟ < 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)] = 245.498 x 1000000 / [4053.600 x (400.000 - 124.939/3)]

= 169.003 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)

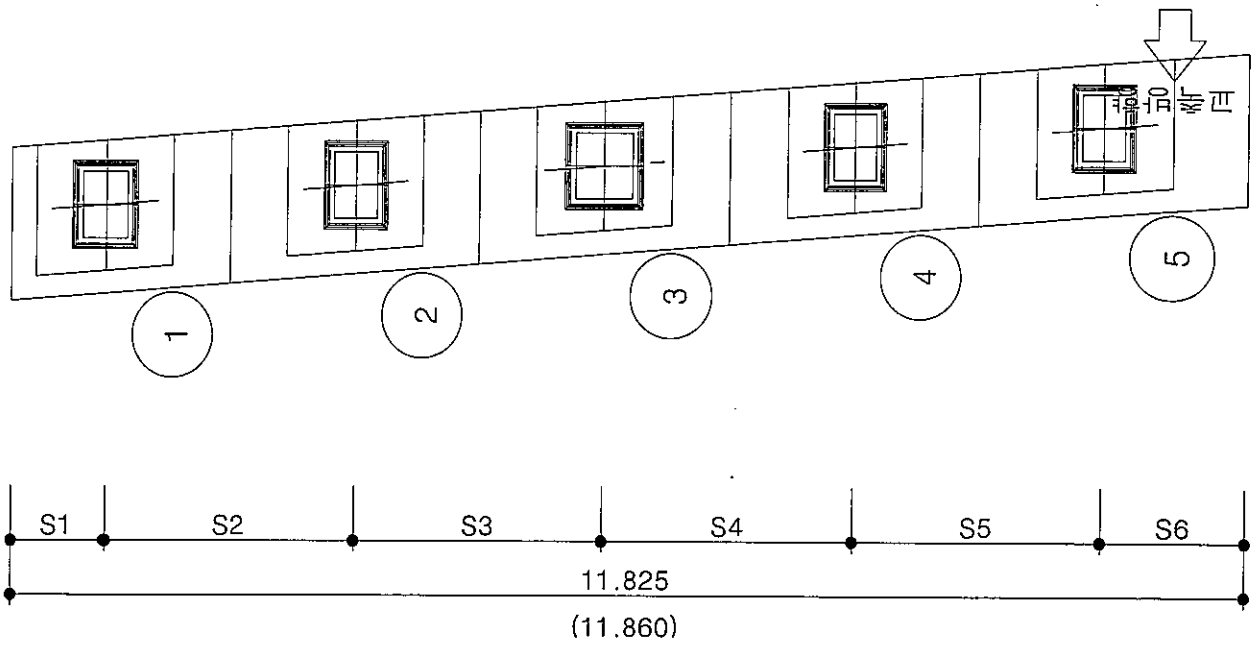
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.00) - 2.5 x 87.50 = 247.22 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 169.00) = 372.77 mm

Sa는 작은 값인 247.22 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 247.22 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 40.092 = 400.462 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	400.462	610.000	410.000	489.340	O.K
2	400.462	610.000	410.000	489.308	O.K
3	400.462	600.000	550.000	488.932	O.K
4	400.462	610.000	410.000	489.245	O.K
5	400.462	610.000	410.000	489.213	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 94.4° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 4.37°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 80.155 + 6.66 \times 14.333) \times (1 + 0.000125 \times 4.37^2)$

= 430.344 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1404 - 50 - 50 = 1304 mm ≥ 430 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1035.965	O.K	258.800	241.162	O.K
SHOE 2	1750.000	1177.677	O.K	258.800	239.787	O.K
SHOE 3	1750.000	1271.713	O.K	258.800	239.637	O.K
SHOE 4	1750.000	1335.947	O.K	258.800	240.562	O.K
SHOE 5	1750.000	1377.974	O.K	258.800	242.100	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	1035.965	181.325	123.647	1219.000	1496.800	
2	1177.677	180.291	123.778	1219.000	1713.250	
3	1271.713	180.179	123.853	1359.000	1708.250	
4	1335.947	180.874	123.863	1219.000	1713.250	
5	1377.974	182.030	123.863	1219.000	1789.100	

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	2284.497	4369.200	O.K	2151.782	3972.000	O.K
2	2424.747	4369.200	O.K	2305.124	3972.000	O.K
3	2534.734	4369.200	O.K	2458.879	3972.000	O.K
4	2592.966	4369.200	O.K	2607.015	3972.000	O.K
5	2644.310	4369.200	O.K	2663.051	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1208.835	8341.200	O.K	824.311	8341.200	O.K
2	1201.942	8341.200	O.K	825.188	8341.200	O.K
3	1201.190	8341.200	O.K	825.689	8341.200	O.K
4	1205.827	8341.200	O.K	825.752	8341.200	O.K
5	1213.534	8341.200	O.K	825.752	8341.200	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1377.974 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.1$

$= 0.010023$ m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 2396.500 \times 0.010023$

$= 24.020$ kN/m

Hx1 = 24.020 / 1.15 = 20.887 kN

Hx2 = 242.100 / 1.33 = 182.030 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 182.030 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 164.737 / 1.33 = 123.863 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 123.863 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 809.000 mm b2y = 1350.200 mm

bcx = 2 x b2x = 1618.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2700.400 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

$= 1/4 \times (1 - 610.000/1618.000) \times 1377.974 \times 10^3 / 150.000$

$= 1430.776$ mm²

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

$= 1/4 \times (1 - 410.000/2050.000) \times 1377.974 \times 10^3 / 150.000$

$= 1837.299$ mm²

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

$= 182.030 \times 10^3 / 150.000$

$= 1213.534$ mm²

Asy2 = Hy/fsa

$= 123.863 \times 10^3 / 150.000$

$= 825.752$ mm²

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1350.200 = 1960.200 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 809.000 mm가 Bxo/2 = 980.100 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 809.000 + (610.000+1350.200)/2 = 1789.100 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 809.000 = 1219.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1837.299 + 825.752 = 2663.051 mm^2

  Bxo = 1789.100 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

  As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1430.776 + 1213.534 = 2644.310 mm^2

  Byo = 1219.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 123.863 x 10^3 / 150.000 = 825.752 mm^2

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 22 EA

As = 198.300 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 182.030 x 10^3 / 150.000 = 1213.534 mm^2

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm^2 ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	8.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

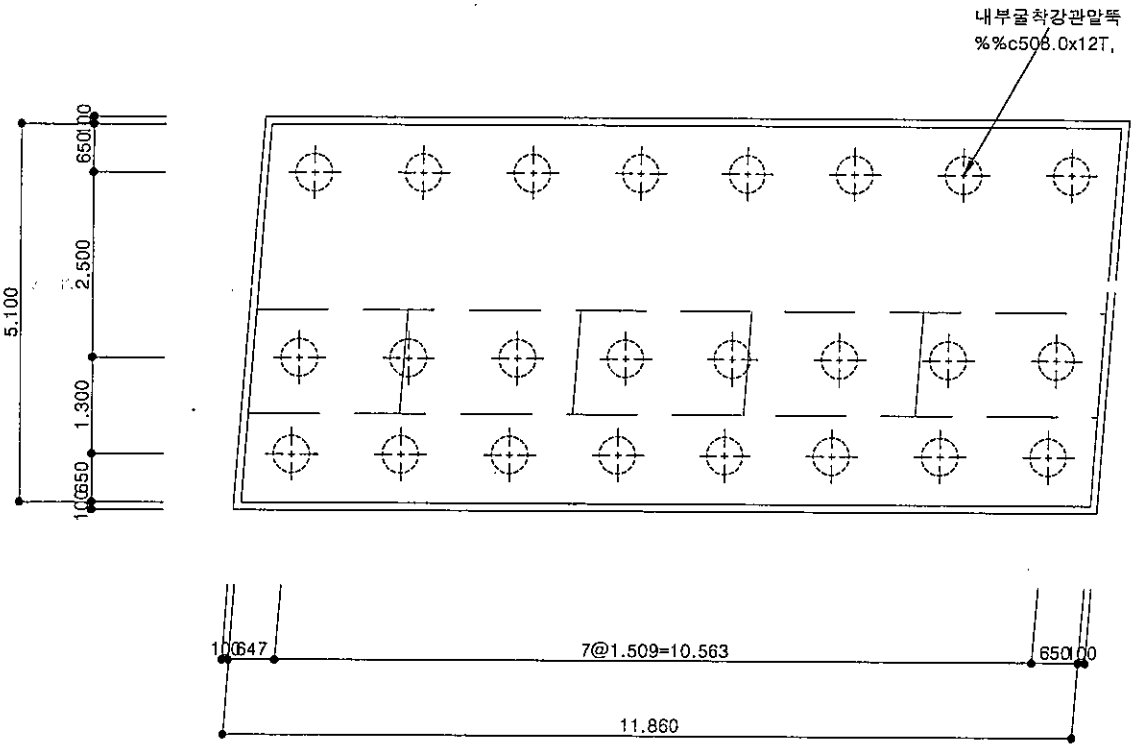
말뚝 머리의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	7090.015	1791.987	-1049.322	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	6852.815	1567.524	-1418.533	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	6852.815	2343.916	2809.654	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	13289.320	1912.093	1647.876	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	11352.024	1687.631	703.826	설하중+토압+온도하중(1+3+5+8+
	COMBO 6	11352.024	3353.949	9240.548	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	9788.229	3046.377	-753.694	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	9278.249	2664.791	-1187.616	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	6852.815	2343.916	2809.654	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	19292.406	3202.515	3241.124	설하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 5	15127.221	2820.929	1558.104	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	11352.024	3353.949	9240.548	+토압+지진하중+온도하중(2+4

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504^2 - 0.484^2) = 0.0155 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.527

Kv = a x Ap x Ep / L = 199474.843 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 = 900 x N = 900 x 50 = 45000 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/㎥)
0.504	1.659	101650.45
1.659	1.855	65020.39
1.855	1.875	62352.87
1.875	1.877	62108.47
1.877	1.877	62085.61
1.877	1.877	62083.47
1.877	1.877	62083.27

Kh = 62083.25 kN/㎥

β = 0.533 m-1

βL = 0.533 x 8.4000 = 4.475 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.504	1.395	203300.90
1.395	1.535	138771.77
1.535	1.549	133891.74
1.549	1.550	133443.13
1.550	1.550	133401.15
1.550	1.550	133397.22
1.550	1.550	133396.85

Kh = 133396.81 kN/㎥

β = 0.645 m-1

βL = 0.645 x 8.4000 = 5.418 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	58730.250	104229.372	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	55117.403	80793.097	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	55117.403	80793.097	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	103453.605	125253.072	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1409526.0	2501504.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1322817.7	-1939034.3
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4787396.2	4787396.2
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i+K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2+\left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i+K_4\right\}$	14387545.2	14910732.4
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	0.0013165	0.0014810	0.0000481	COMBO 1	0.0023116	0.0020446	0.0001601
COMBO 2	0.0011158	0.0014314	0.0000040	COMBO 2	0.0019843	0.0019381	0.0000999
COMBO 3	0.0012045	0.0014314	0.0003451	COMBO 3	0.0012045	0.0014314	0.0003451
COMBO 4	0.0016023	0.0027759	0.0002619	COMBO 4	0.0027180	0.0040298	0.0004752
COMBO 5	0.0013606	0.0023712	0.0001740	COMBO 5	0.0023016	0.0031598	0.0003199
COMBO 6	0.0020253	0.0023712	0.0008831	COMBO 6	0.0020253	0.0023712	0.0008831

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.025 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	0.0013165	0.0015628	0.0000481	311.731	74.666	-67.584
	2	0.0013165	0.0015002	0.0000481	299.256	74.666	-67.584
	3	0.0013165	0.0013799	0.0000481	275.265	74.666	-67.584
COMBO 2	1	0.0011158	0.0014382	0.0000040	286.890	65.314	-61.089
	2	0.0011158	0.0014330	0.0000040	285.853	65.314	-61.089
	3	0.0011158	0.0014230	0.0000040	283.859	65.314	-61.089
COMBO 3	1	0.0012045	0.0020180	0.0003451	402.548	97.663	-54.093
	2	0.0012045	0.0015695	0.0003451	313.067	97.663	-54.093
	3	0.0012045	0.0007068	0.0003451	140.987	97.663	-54.093
COMBO 4	1	0.0016023	0.0032210	0.0002619	642.518	79.671	-61.225
	2	0.0016023	0.0028806	0.0002619	574.615	79.671	-61.225
	3	0.0016023	0.0022260	0.0002619	444.032	79.671	-61.225
COMBO 5	1	0.0013606	0.0026671	0.0001740	532.011	70.318	-56.991
	2	0.0013606	0.0024408	0.0001740	486.886	70.318	-56.991
	3	0.0013606	0.0020058	0.0001740	400.106	70.318	-56.991
COMBO 6	1	0.0020253	0.0038725	0.0008831	772.467	139.748	-53.020
	2	0.0020253	0.0027245	0.0008831	543.464	139.748	-53.020
	3	0.0020253	0.0005167	0.0008831	103.072	139.748	-53.020

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0023116	0.0023168	0.0001601	462.149	126.932	-110.840
	2	0.0023116	0.0021086	0.0001601	420.621	126.932	-110.840
	3	0.0023116	0.0017083	0.0001601	340.759	126.932	-110.840
COMBO 2	1	0.0019843	0.0021079	0.0000999	420.469	111.033	-99.035
	2	0.0019843	0.0019780	0.0000999	394.564	111.033	-99.035
	3	0.0019843	0.0017283	0.0000999	344.747	111.033	-99.035
COMBO 3	1	0.0012045	0.0020180	0.0003451	402.548	97.663	-54.093
	2	0.0012045	0.0015695	0.0003451	313.067	97.663	-54.093
	3	0.0012045	0.0007068	0.0003451	140.987	97.663	-54.093
COMBO 4	1	0.0027180	0.0048376	0.0004752	964.984	133.438	-100.651
	2	0.0027180	0.0042199	0.0004752	841.764	133.438	-100.651
	3	0.0027180	0.0030320	0.0004752	604.803	133.438	-100.651
COMBO 5	1	0.0023016	0.0037036	0.0003199	738.783	117.539	-93.761
	2	0.0023016	0.0032878	0.0003199	655.826	117.539	-93.761
	3	0.0023016	0.0024880	0.0003199	496.294	117.539	-93.761
COMBO 6	1	0.0020253	0.0038725	0.0008831	772.467	139.748	-53.020
	2	0.0020253	0.0027245	0.0008831	543.464	139.748	-53.020
	3	0.0020253	0.0005167	0.0008831	103.072	139.748	-53.020

▣ 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	1.700	0	311.731	74.666	-67.584	8
	2	0.400	0	299.256	74.666	-67.584	8
	3	-2.100	0	275.265	74.666	-67.584	8
	계			7090.015	1791.987	-1049.322	24
COMBO 2	1	1.700	0	286.890	65.314	-61.089	8
	2	0.400	0	285.853	65.314	-61.089	8
	3	-2.100	0	283.859	65.314	-61.089	8
	계			6852.815	1567.524	-1418.533	24
COMBO 3	1	1.700	0	402.548	97.663	-54.093	8
	2	0.400	0	313.067	97.663	-54.093	8
	3	-2.100	0	140.987	97.663	-54.093	8
	계			6852.815	2343.916	2809.654	24
COMBO 4	1	1.700	0	642.518	79.671	-61.225	8
	2	0.400	0	574.615	79.671	-61.225	8
	3	-2.100	0	444.032	79.671	-61.225	8
	계			13289.320	1912.093	1647.876	24
COMBO 5	1	1.700	0	532.011	70.318	-56.991	8
	2	0.400	0	486.886	70.318	-56.991	8
	3	-2.100	0	400.106	70.318	-56.991	8
	계			11352.024	1687.631	703.826	24
COMBO 6	1	1.700	0	772.467	139.748	-53.020	8
	2	0.400	0	543.464	139.748	-53.020	8
	3	-2.100	0	103.072	139.748	-53.020	8
	계			11352.024	3353.949	9240.548	24

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.700	0	462.149	126.932	-110.840	8
	2	0.400	0	420.621	126.932	-110.840	8
	3	-2.100	0	340.759	126.932	-110.840	8
	계			9788.229	3046.377	-753.694	24
COMBO 2	1	1.700	0	420.469	111.033	-99.035	8
	2	0.400	0	394.564	111.033	-99.035	8
	3	-2.100	0	344.747	111.033	-99.035	8
	계			9278.249	2664.791	-1187.616	24
COMBO 3	1	1.700	0	402.548	97.663	-54.093	8
	2	0.400	0	313.067	97.663	-54.093	8
	3	-2.100	0	140.987	97.663	-54.093	8
	계			6852.815	2343.916	2809.654	24
COMBO 4	1	1.700	0	964.984	133.438	-100.651	8
	2	0.400	0	841.764	133.438	-100.651	8
	3	-2.100	0	604.803	133.438	-100.651	8
	계			19292.406	3202.515	3241.124	24
COMBO 5	1	1.700	0	738.783	117.539	-93.761	8
	2	0.400	0	655.826	117.539	-93.761	8
	3	-2.100	0	496.294	117.539	-93.761	8
	계			15127.221	2820.929	1558.104	24
COMBO 6	1	1.700	0	772.467	139.748	-53.020	8
	2	0.400	0	543.464	139.748	-53.020	8
	3	2.100	0	103.072	139.748	-53.020	8
	계			11352.024	3353.949	9240.548	24

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

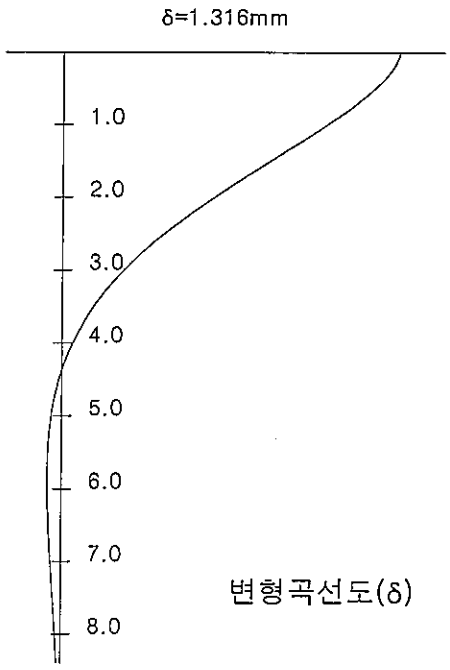
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

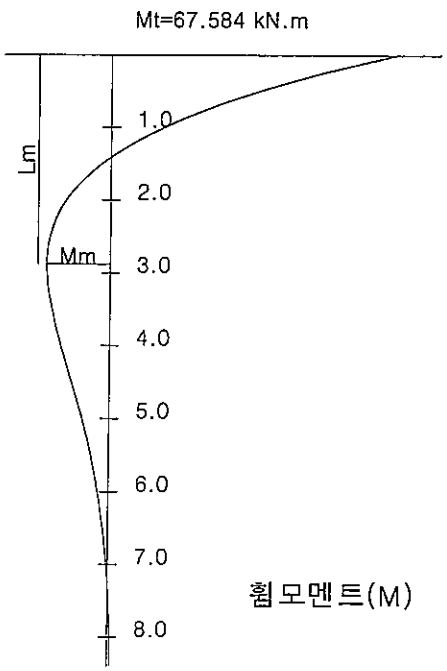
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.103 kN.m, 2.882 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.316 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.316 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	67.584	-74.666	1.316	
0.560	32.108	-52.379	1.201	
1.120	8.332	-33.188	0.979	
1.680	-5.861	-18.236	0.727	
2.240	-12.901	-7.594	0.493	
2.800	-15.073	-0.731	0.298	
3.360	-14.278	3.144	0.152	
3.920	-11.954	4.863	0.051	
4.480	-9.095	5.166	-0.011	
5.040	-6.319	4.651	-0.044	
5.600	-3.956	3.753	-0.056	
6.160	-2.132	2.763	-0.055	
6.720	-0.846	1.852	-0.048	
7.280	-0.026	1.107	-0.037	
7.840	0.428	0.550	-0.026	
8.400	0.622	0.170	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

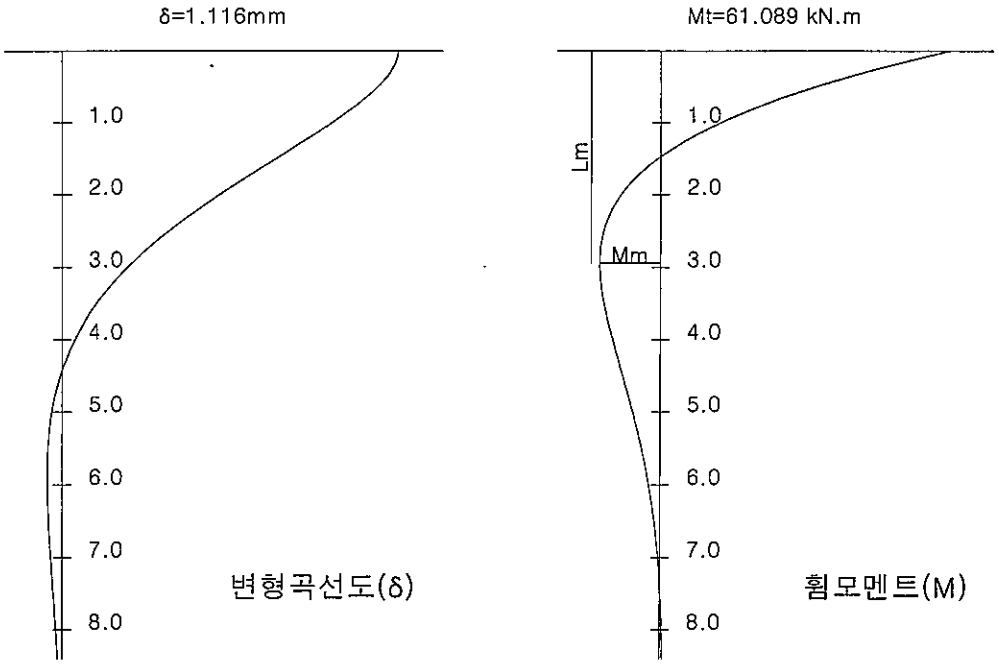
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.785 kN.m, 2.942 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.116 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.116 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	61.089	-65.314	1.116	
0.560	29.913	-46.276	1.033	
1.120	8.795	-29.680	0.851	
1.680	-3.995	-16.621	0.638	
2.240	-10.510	-7.235	0.437	
2.800	-12.708	-1.111	0.268	
3.360	-12.240	2.408	0.140	
3.920	-10.365	4.028	0.051	
4.480	-7.964	4.387	-0.005	
5.040	-5.589	4.006	-0.035	
5.600	-3.543	3.266	-0.047	
6.160	-1.949	2.428	-0.047	
6.720	-0.813	1.645	-0.041	
7.280	-0.081	0.997	-0.032	
7.840	0.333	0.508	-0.023	
8.400	0.517	0.172	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

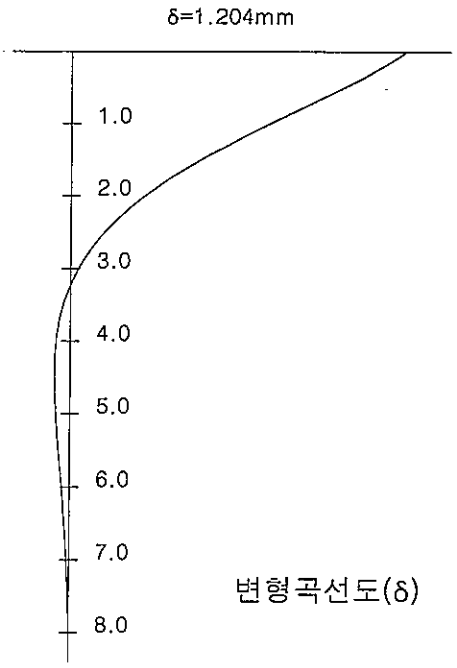
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

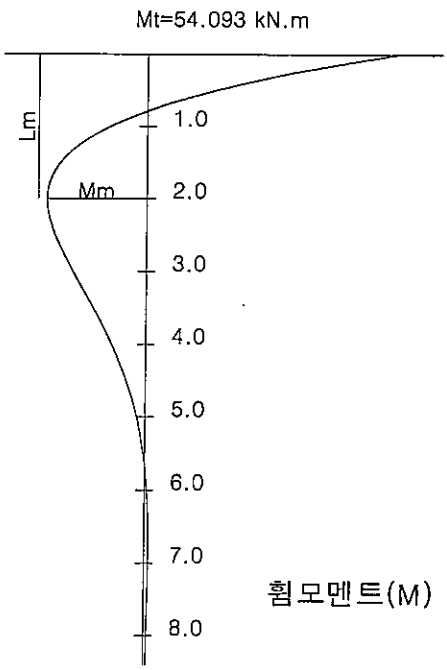
- 최대모멘트 및 깊이 : -21.612 kN.m, 2.004 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.204 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.204 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	54.093	-97.663	1.204	
0.560	11.295	-56.797	0.950	
1.120	-11.540	-26.624	0.654	
1.680	-20.529	-7.132	0.391	
2.240	-21.161	3.629	0.192	
2.800	-17.619	8.195	0.061	
3.360	-12.696	8.922	-0.014	
3.920	-7.996	7.652	-0.048	
4.480	-4.260	5.644	-0.056	
5.040	-1.671	3.643	-0.049	
5.600	-0.110	2.008	-0.037	
6.160	0.668	0.850	-0.025	
6.720	0.924	0.132	-0.014	
7.280	0.880	-0.240	-0.006	
7.840	0.699	-0.377	-0.001	
8.400	0.484	-0.375	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

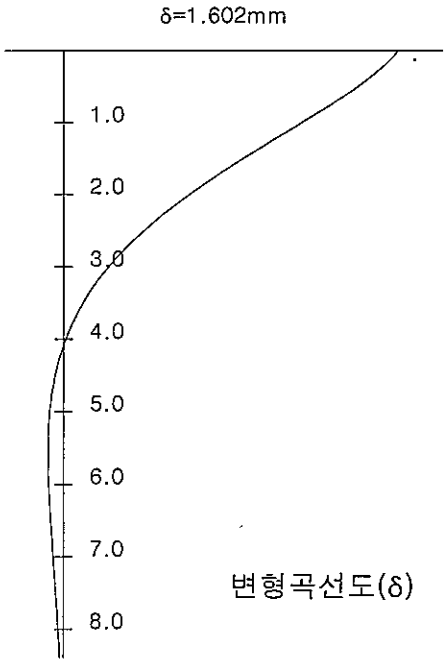
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

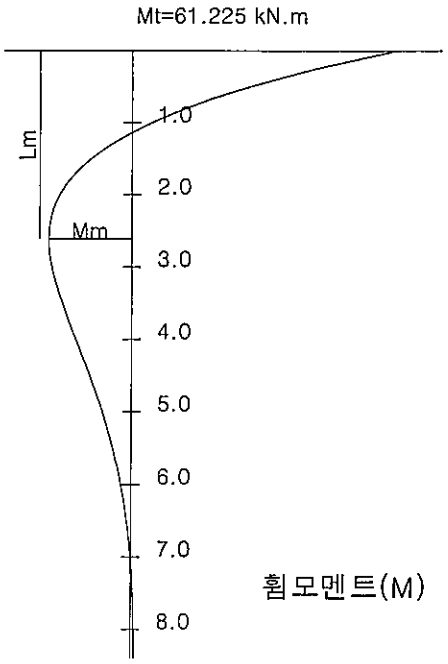
- 최대모멘트 및 깊이 : -18.896 kN.m, 2.612 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.602 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.602 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	61.225	-79.671	1.602	
0.560	24.161	-53.359	1.379	
1.120	0.561	-31.822	1.073	
1.680	-12.508	-15.759	0.764	
2.240	-18.051	-4.833	0.492	
2.800	-18.719	1.822	0.278	
3.360	-16.614	5.245	0.123	
3.920	-13.260	6.438	0.021	
4.480	-9.661	6.244	-0.037	
5.040	-6.403	5.312	-0.065	
5.600	-3.764	4.097	-0.071	
6.160	-1.813	2.887	-0.065	
6.720	-0.499	1.839	-0.054	
7.280	0.290	1.019	-0.040	
7.840	0.686	0.433	-0.027	
8.400	0.814	0.053	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

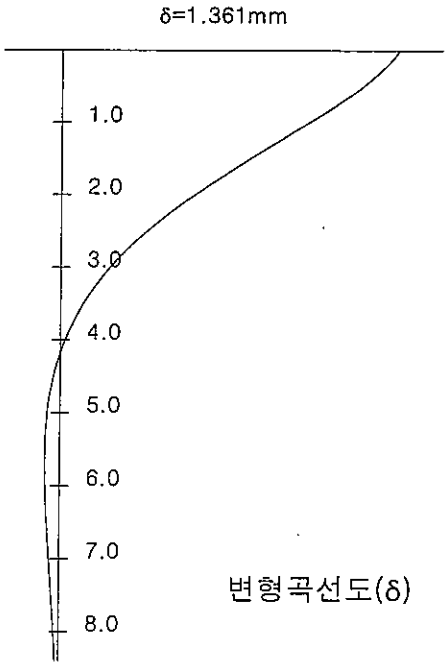
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

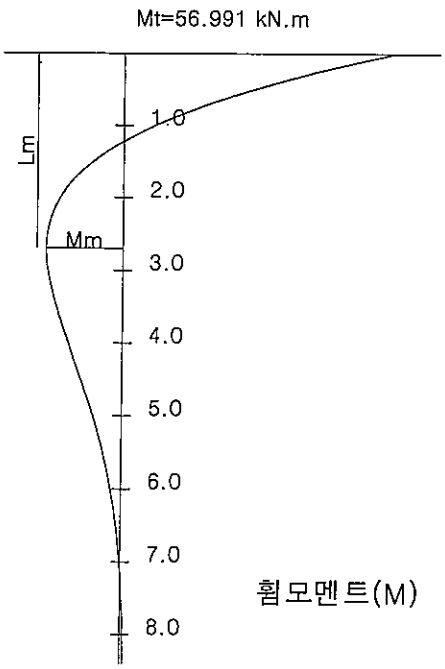
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.856 kN.m, 2.694 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.361 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.361 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	56.991	-70.318	1.361	
0.560	24.064	-47.781	1.191	
1.120	2.754	-29.060	0.940	
1.680	-9.343	-14.913	0.677	
2.240	-14.770	-5.153	0.443	
2.800	-15.807	0.902	0.256	
3.360	-14.289	4.117	0.119	
3.920	-11.566	5.343	0.028	
4.480	-8.539	5.312	-0.026	
5.040	-5.744	4.594	-0.052	
5.600	-3.446	3.591	-0.060	
6.160	-1.726	2.565	-0.056	
6.720	-0.550	1.661	-0.047	
7.280	0.170	0.943	-0.035	
7.840	0.544	0.424	-0.024	
8.400	0.678	0.082	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

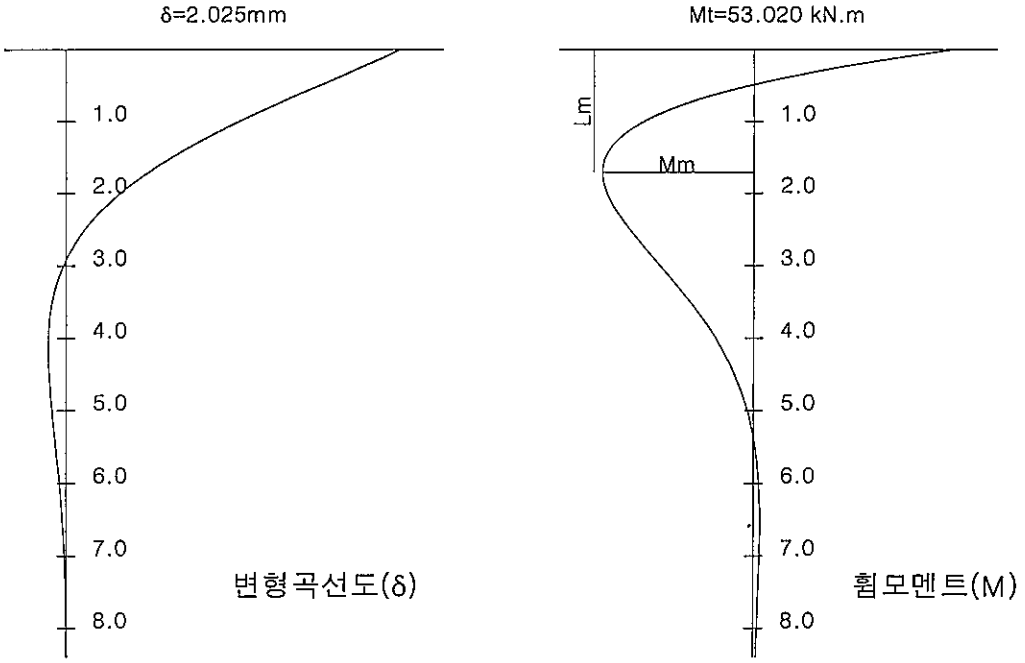
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.537 kN.m, 1.703 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.025 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.025 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	53.020	-139.748	2.025	
0.560	-5.736	-73.524	1.482	
1.120	-33.223	-27.998	0.948	
1.680	-40.528	-0.800	0.517	
2.240	-36.704	12.551	0.213	
2.800	-28.173	16.752	0.027	
3.360	-18.907	15.745	-0.068	
3.920	-10.970	12.393	-0.102	
4.480	-5.121	8.512	-0.100	
5.040	-1.349	5.079	-0.081	
5.600	0.727	2.489	-0.057	
6.160	1.603	0.778	-0.035	
6.720	1.737	-0.194	-0.018	
7.280	1.486	-0.630	-0.006	
7.840	1.094	-0.728	0.000	
8.400	0.705	-0.643	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

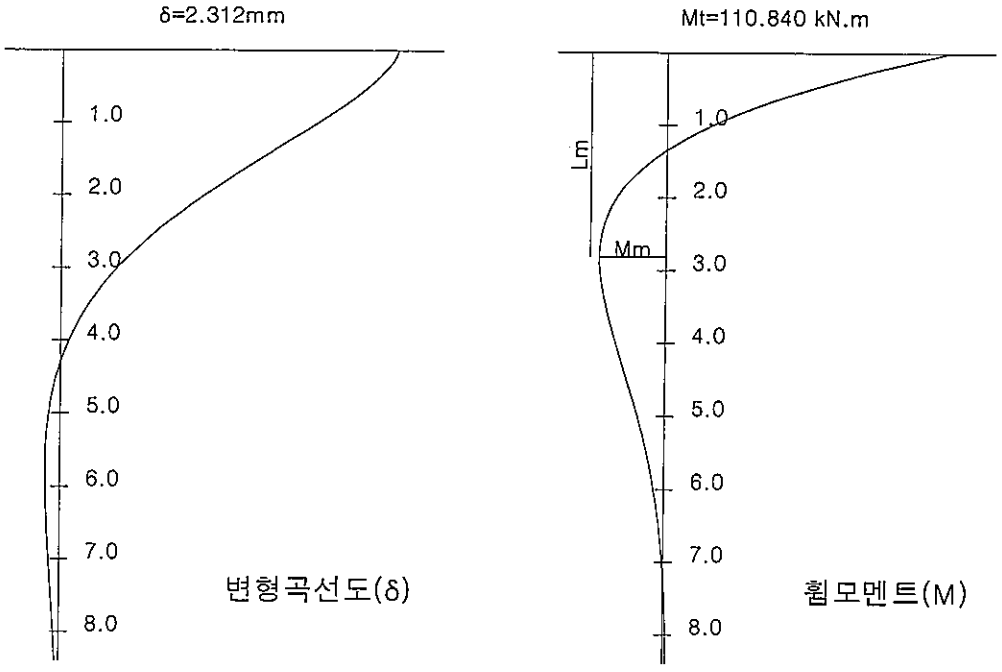
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.608 kN.m, 2.818 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.312 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.312 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	110.840	-126.932	2.312	
0.560	50.824	-88.102	2.078	
1.120	11.064	-55.083	1.675	
1.680	-12.291	-29.625	1.232	
2.240	-23.527	-11.693	0.825	
2.800	-26.605	-0.275	0.492	
3.360	-24.786	6.049	0.244	
3.920	-20.509	8.731	0.075	
4.480	-15.445	9.055	-0.028	
5.040	-10.616	8.037	-0.081	
5.600	-6.555	6.415	-0.100	
6.160	-3.453	4.674	-0.097	
6.720	-1.289	3.098	-0.082	
7.280	0.073	1.821	-0.063	
7.840	0.814	0.877	-0.045	
8.400	1.114	0.242	-0.028	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+은도하중(1+3+5+7)

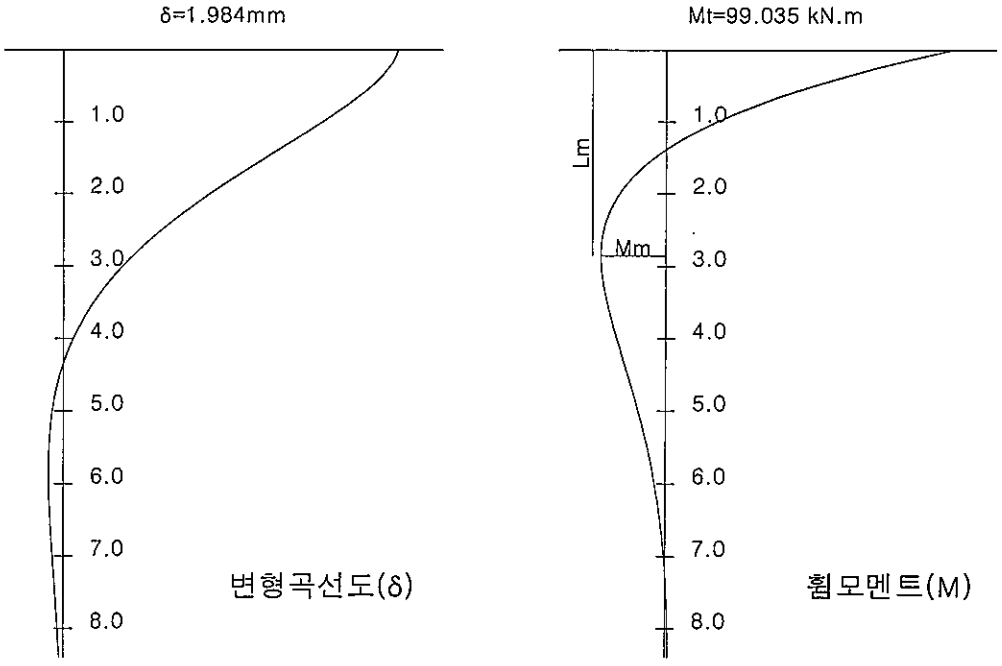
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.790 kN.m, 2.855 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.984 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.984 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	99.035	-111.033	1.984	
0.560	46.386	-77.550	1.799	
1.120	11.268	-48.868	1.460	
1.680	-9.557	-26.620	1.080	
2.240	-19.762	-10.853	0.728	
2.800	-22.770	-0.737	0.438	
3.360	-21.418	4.930	0.221	
3.920	-17.844	7.399	0.072	
4.480	-13.519	7.781	-0.020	
5.040	-9.351	6.964	-0.067	
5.600	-5.821	5.594	-0.085	
6.160	-3.109	4.100	-0.083	
6.720	-1.204	2.736	-0.071	
7.280	0.004	1.624	-0.055	
7.840	0.668	0.797	-0.039	
8.400	0.946	0.236	-0.025	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6)

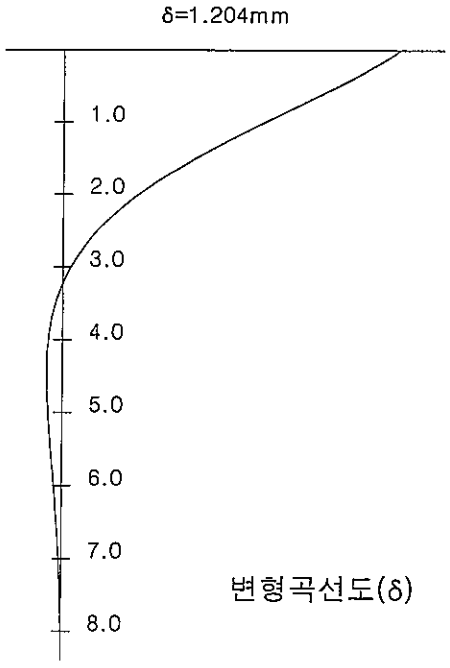
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

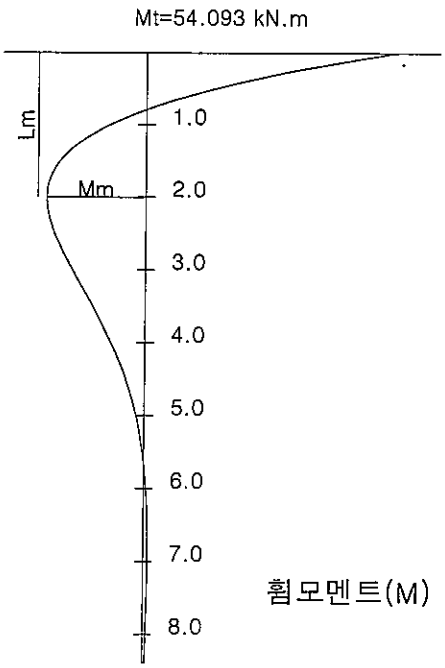
- 최대모멘트 및 깊이 : -21.612 kN.m, 2.004 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.204 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.204 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	54.093	-97.663	1.204	
0.560	11.295	-56.797	0.950	
1.120	-11.540	-26.624	0.654	
1.680	-20.529	-7.132	0.391	
2.240	-21.161	3.629	0.192	
2.800	-17.619	8.195	0.061	
3.360	-12.696	8.922	-0.014	
3.920	-7.996	7.652	-0.048	
4.480	-4.260	5.644	-0.056	
5.040	-1.671	3.643	-0.049	
5.600	-0.110	2.008	-0.037	
6.160	0.668	0.850	-0.025	
6.720	0.924	0.132	-0.014	
7.280	0.880	-0.240	-0.006	
7.840	0.699	-0.377	-0.001	
8.400	0.484	-0.375	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

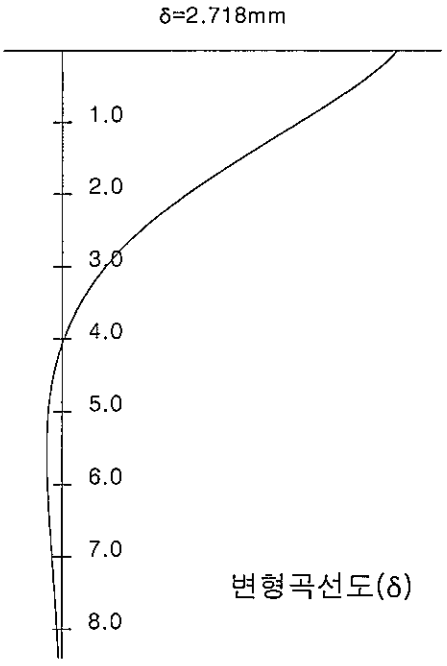
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

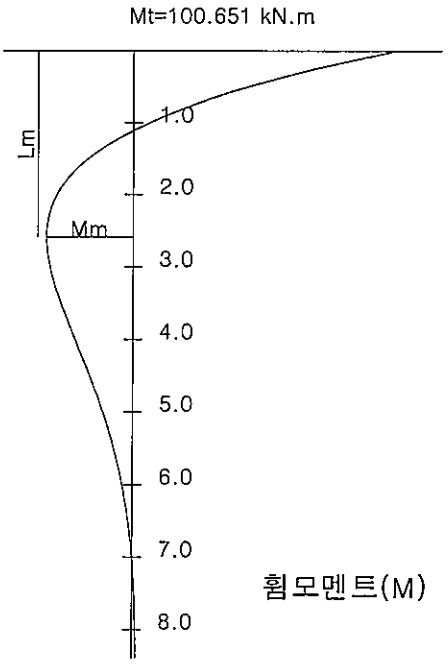
- 최대모멘트 및 깊이 : -32.203 kN.m, 2.585 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.718 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.718 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	100.651	-133.438	2.718	
0.560	38.711	-88.929	2.326	
1.120	-0.509	-52.674	1.803	
1.680	-22.036	-25.752	1.277	
2.240	-30.979	-7.526	0.818	
2.800	-31.810	3.504	0.458	
3.360	-28.066	9.114	0.199	
3.920	-22.296	10.999	0.030	
4.480	-16.174	10.584	-0.067	
5.040	-10.666	8.957	-0.112	
5.600	-6.224	6.878	-0.121	
6.160	-2.956	4.825	-0.111	
6.720	-0.766	3.057	-0.090	
7.280	0.541	1.679	-0.067	
7.840	1.189	0.699	-0.045	
8.400	1.389	0.067	-0.027	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

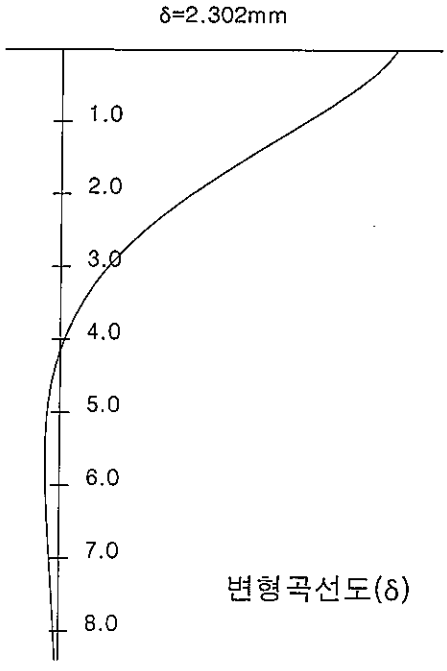
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

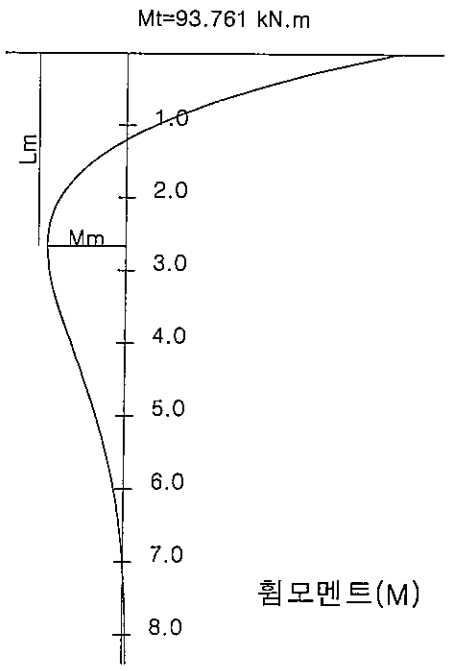
- 최대모멘트 및 깊이 : -26.910 kN.m, 2.669 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.302 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.302 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	93.761	-117.539	2.302	
0.560	38.831	-79.519	2.003	
1.120	3.455	-48.080	1.575	
1.680	-16.480	-24.417	1.130	
2.240	-25.279	-8.162	0.737	
2.800	-26.785	1.867	0.422	
3.360	-24.076	7.142	0.194	
3.920	-19.403	9.103	0.042	
4.480	-14.267	8.981	-0.047	
5.040	-9.554	7.727	-0.090	
5.600	-5.697	6.015	-0.101	
6.160	-2.821	4.278	-0.095	
6.720	-0.864	2.757	-0.078	
7.280	0.327	1.555	-0.059	
7.840	0.940	0.688	-0.040	
8.400	1.153	0.119	-0.025	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6+9+12)

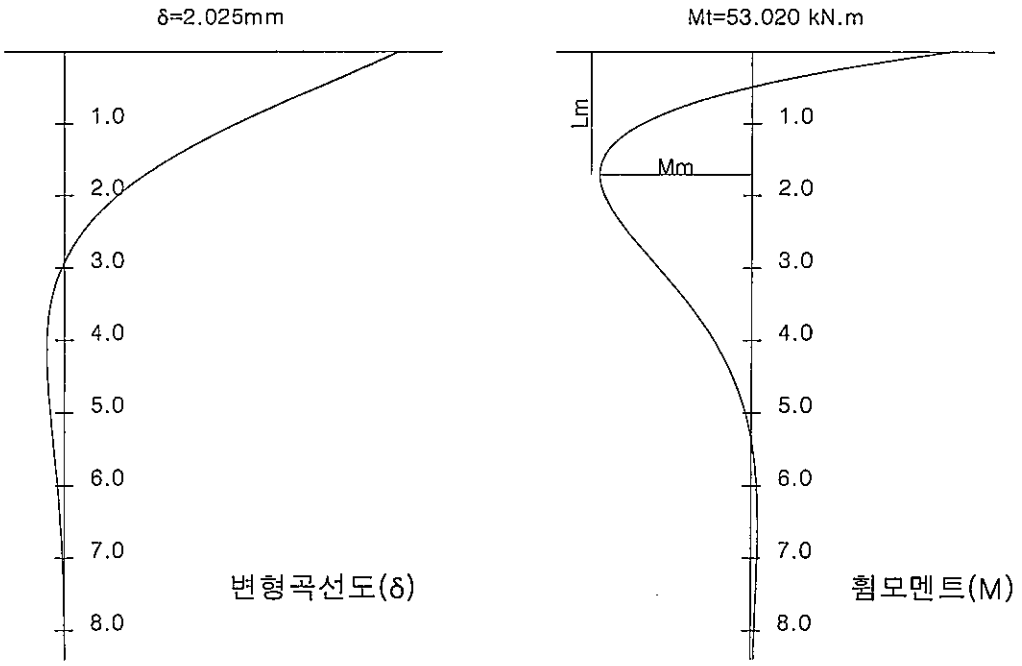
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.537 kN.m, 1.703 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.025 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.025 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	53.020	-139.748	2.025	
0.560	-5.736	-73.524	1.482	
1.120	-33.223	-27.998	0.948	
1.680	-40.528	-0.800	0.517	
2.240	-36.704	12.551	0.213	
2.800	-28.173	16.752	0.027	
3.360	-18.907	15.745	-0.068	
3.920	-10.970	12.393	-0.102	
4.480	-5.121	8.512	-0.100	
5.040	-1.349	5.079	-0.081	
5.600	0.727	2.489	-0.057	
6.160	1.603	0.778	-0.035	
6.720	1.737	-0.194	-0.018	
7.280	1.486	-0.630	-0.006	
7.840	1.094	-0.728	0.000	
8.400	0.705	-0.643	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	29365.125	52114.686	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	704763.0	1250752.5
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4787396.2	4787396.2
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	11904658.6	11904658.6
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	0.0025427	0.0014810	-0.0000881	COMBO 1	0.0043226	0.0020446	-0.0000633
COMBO 2	0.0022242	0.0014314	-0.0001192	COMBO 2	0.0037811	0.0019381	-0.0000998
COMBO 3	0.0018740	0.0014314	0.0002360	COMBO 3	0.0018740	0.0014314	0.0002360
COMBO 4	0.0027131	0.0027759	0.0001384	COMBO 4	0.0045441	0.0040298	0.0002723
COMBO 5	0.0023946	0.0023712	0.0000591	COMBO 5	0.0040027	0.0031598	0.0001309
COMBO 6	0.0026815	0.0023712	0.0007762	COMBO 6	0.0026815	0.0023712	0.0007762

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.713 ㎜ ≤ 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	0.0025427	0.0013311	-0.0000881	265.527	74.666	0.000
	2	0.0025427	0.0014457	-0.0000881	288.384	74.666	0.000
	3	0.0025427	0.0016661	-0.0000881	332.340	74.666	0.000
COMBO 2	1	0.0022242	0.0012289	-0.0001192	245.127	65.314	0.000
	2	0.0022242	0.0013838	-0.0001192	276.026	65.314	0.000
	3	0.0022242	0.0016817	-0.0001192	335.449	65.314	0.000
COMBO 3	1	0.0018740	0.0018327	0.0002360	365.568	97.663	0.000
	2	0.0018740	0.0015258	0.0002360	304.365	97.663	0.000
	3	0.0018740	0.0009358	0.0002360	186.669	97.663	0.000
COMBO 4	1	0.0027131	0.0030112	0.0001384	600.662	79.671	0.000
	2	0.0027131	0.0028313	0.0001384	564.766	79.671	0.000
	3	0.0027131	0.0024852	0.0001384	495.737	79.671	0.000
COMBO 5	1	0.0023946	0.0024717	0.0000591	493.050	70.318	0.000
	2	0.0023946	0.0023949	0.0000591	477.718	70.318	0.000
	3	0.0023946	0.0022471	0.0000591	448.235	70.318	0.000
COMBO 6	1	0.0026815	0.0036908	0.0007762	736.220	139.748	0.000
	2	0.0026815	0.0026817	0.0007762	534.935	139.748	0.000
	3	0.0026815	0.0007412	0.0007762	147.848	139.748	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0043226	0.0019370	-0.0000633	386.374	126.932	0.000
	2	0.0043226	0.0020193	-0.0000633	402.791	126.932	0.000
	3	0.0043226	0.0021775	-0.0000633	434.364	126.932	0.000
COMBO 2	1	0.0037811	0.0017685	-0.0000998	352.764	111.033	0.000
	2	0.0037811	0.0018982	-0.0000998	378.634	111.033	0.000
	3	0.0037811	0.0021476	-0.0000998	428.383	111.033	0.000
COMBO 3	1	0.0018740	0.0018327	0.0002360	365.568	97.663	0.000
	2	0.0018740	0.0015258	0.0002360	304.365	97.663	0.000
	3	0.0018740	0.0009358	0.0002360	186.669	97.663	0.000
COMBO 4	1	0.0045441	0.0044927	0.0002723	896.175	133.438	0.000
	2	0.0045441	0.0041387	0.0002723	825.574	133.438	0.000
	3	0.0045441	0.0034581	0.0002723	689.803	133.438	0.000
COMBO 5	1	0.0040027	0.0033823	0.0001309	674.684	117.539	0.000
	2	0.0040027	0.0032122	0.0001309	640.744	117.539	0.000
	3	0.0040027	0.0028849	0.0001309	575.475	117.539	0.000
COMBO 6	1	0.0026815	0.0036908	0.0007762	736.220	139.748	0.000
	2	0.0026815	0.0026817	0.0007762	534.935	139.748	0.000
	3	0.0026815	0.0007412	0.0007762	147.848	139.748	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	1.700	0	265.527	74.666	0.000	8
	2	0.400	0	288.384	74.666	0.000	8
	3	-2.100	0	332.340	74.666	0.000	8
	계			7090.015	1791.987	0.000	24
COMBO 2	1	1.700	0	245.127	65.314	0.000	8
	2	0.400	0	276.026	65.314	0.000	8
	3	-2.100	0	335.449	65.314	0.000	8
	계			6852.815	1567.524	0.000	24
COMBO 3	1	1.700	0	365.568	97.663	0.000	8
	2	0.400	0	304.365	97.663	0.000	8
	3	-2.100	0	186.669	97.663	0.000	8
	계			6852.815	2343.916	0.000	24
COMBO 4	1	1.700	0	600.662	79.671	0.000	8
	2	0.400	0	564.766	79.671	0.000	8
	3	-2.100	0	495.737	79.671	0.000	8
	계			13289.320	1912.093	0.000	24
COMBO 5	1	1.700	0	493.050	70.318	0.000	8
	2	0.400	0	477.718	70.318	0.000	8
	3	-2.100	0	448.235	70.318	0.000	8
	계			11352.024	1687.631	0.000	24
COMBO 6	1	1.700	0	736.220	139.748	0.000	8
	2	0.400	0	534.935	139.748	0.000	8
	3	-2.100	0	147.848	139.748	0.000	8
	계			11352.024	3353.949	0.000	24

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.700	0	386.374	126.932	0.000	8
	2	0.400	0	402.791	126.932	0.000	8
	3	-2.100	0	434.364	126.932	0.000	8
	계			9788.229	3046.377	0.000	24
COMBO 2	1	1.700	0	352.764	111.033	0.000	8
	2	0.400	0	378.634	111.033	0.000	8
	3	-2.100	0	428.383	111.033	0.000	8
	계			9278.249	2664.791	0.000	24
COMBO 3	1	1.700	0	365.568	97.663	0.000	8
	2	0.400	0	304.365	97.663	0.000	8
	3	-2.100	0	186.669	97.663	0.000	8
	계			6852.815	2343.916	0.000	24
COMBO 4	1	1.700	0	896.175	133.438	0.000	8
	2	0.400	0	825.574	133.438	0.000	8
	3	-2.100	0	689.803	133.438	0.000	8
	계			19292.406	3202.515	0.000	24
COMBO 5	1	1.700	0	674.684	117.539	0.000	8
	2	0.400	0	640.744	117.539	0.000	8
	3	-2.100	0	575.475	117.539	0.000	8
	계			15127.221	2820.929	0.000	24
COMBO 6	1	1.700	0	736.220	139.748	0.000	8
	2	0.400	0	534.935	139.748	0.000	8
	3	-2.100	0	147.848	139.748	0.000	8
	계			11352.024	3353.949	0.000	24

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

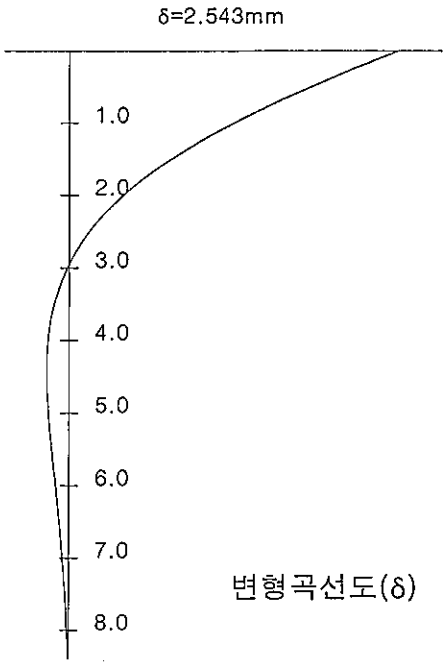
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

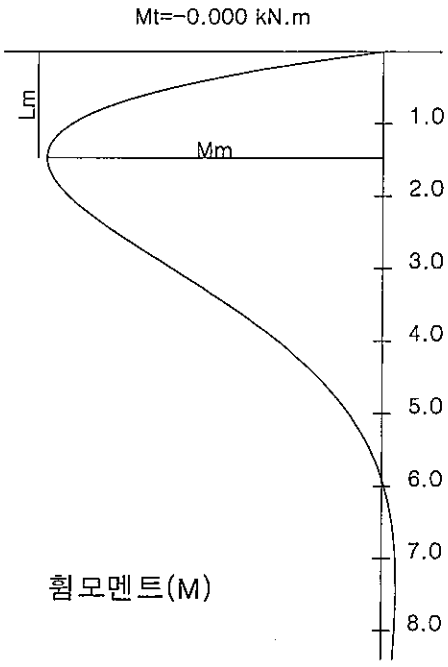
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.183 kN.m, 1.474 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.543 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.543 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-74.666	2.543	
0.560	-30.569	-36.671	1.803	
1.120	-43.362	-10.906	1.158	
1.680	-44.678	4.722	0.650	
2.240	-39.500	12.703	0.284	
2.800	-31.431	15.419	0.045	
3.360	-22.835	14.878	-0.092	
3.920	-15.086	12.615	-0.156	
4.480	-8.826	9.702	-0.170	
5.040	-4.213	6.816	-0.156	
5.600	-1.116	4.327	-0.127	
6.160	0.736	2.385	-0.095	
6.720	1.659	1.000	-0.064	
7.280	1.948	0.106	-0.039	
7.840	1.850	-0.401	-0.020	
8.400	1.551	-0.627	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

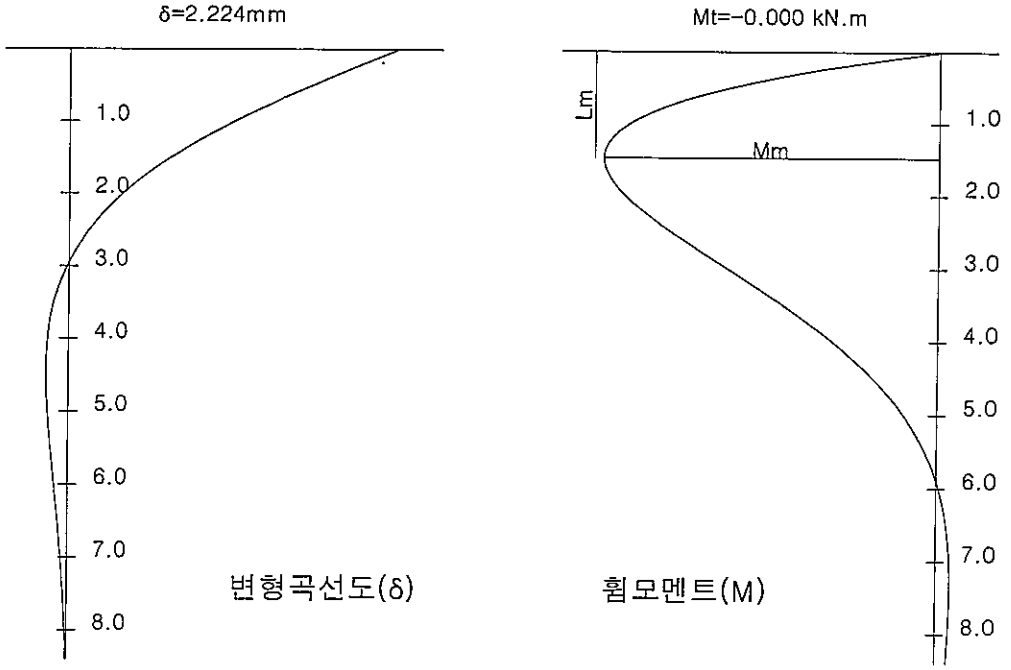
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -39.523 kN.m, 1.474 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.224 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.224 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-65.314	2.224	
0.560	-26.740	-32.078	1.578	
1.120	-37.931	-9.540	1.013	
1.680	-39.082	4.130	0.568	
2.240	-34.552	11.112	0.248	
2.800	-27.494	13.488	0.040	
3.360	-19.975	13.015	-0.081	
3.920	-13.196	11.034	-0.136	
4.480	-7.720	8.486	-0.149	
5.040	-3.685	5.962	-0.136	
5.600	-0.977	3.785	-0.111	
6.160	0.644	2.086	-0.083	
6.720	1.451	0.875	-0.056	
7.280	1.704	0.092	-0.034	
7.840	1.618	-0.351	-0.017	
8.400	1.357	-0.548	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

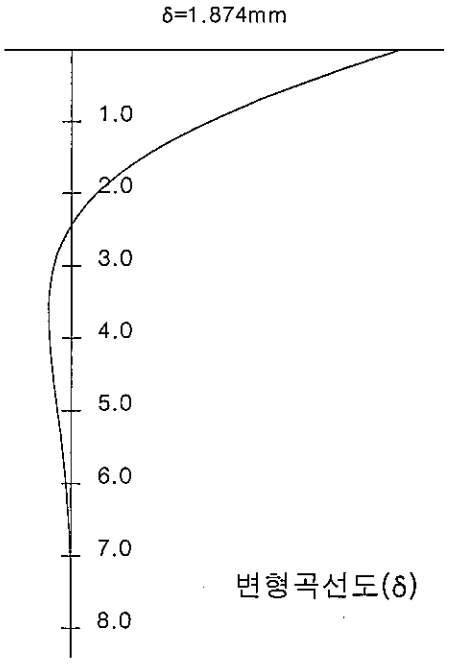
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

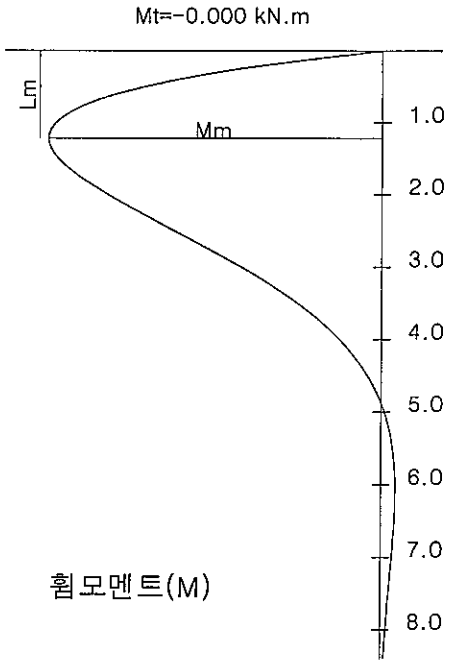
- 최대모멘트 및 깊이 : -48.813 kN.m, 1.218 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.874 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.874 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-97.663	1.874	
0.560	-37.287	-39.611	1.222	
1.120	-48.611	-4.219	0.683	
1.680	-45.270	13.733	0.297	
2.240	-35.415	19.952	0.055	
2.800	-24.189	19.344	-0.072	
3.360	-14.340	15.531	-0.121	
3.920	-6.949	10.855	-0.122	
4.480	-2.097	6.610	-0.101	
5.040	0.640	3.347	-0.072	
5.600	1.853	1.154	-0.045	
6.160	2.105	-0.121	-0.024	
6.720	1.844	-0.718	-0.009	
7.280	1.383	-0.877	0.000	
7.840	0.907	-0.795	0.004	
8.400	0.511	-0.611	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7+8+9+10)

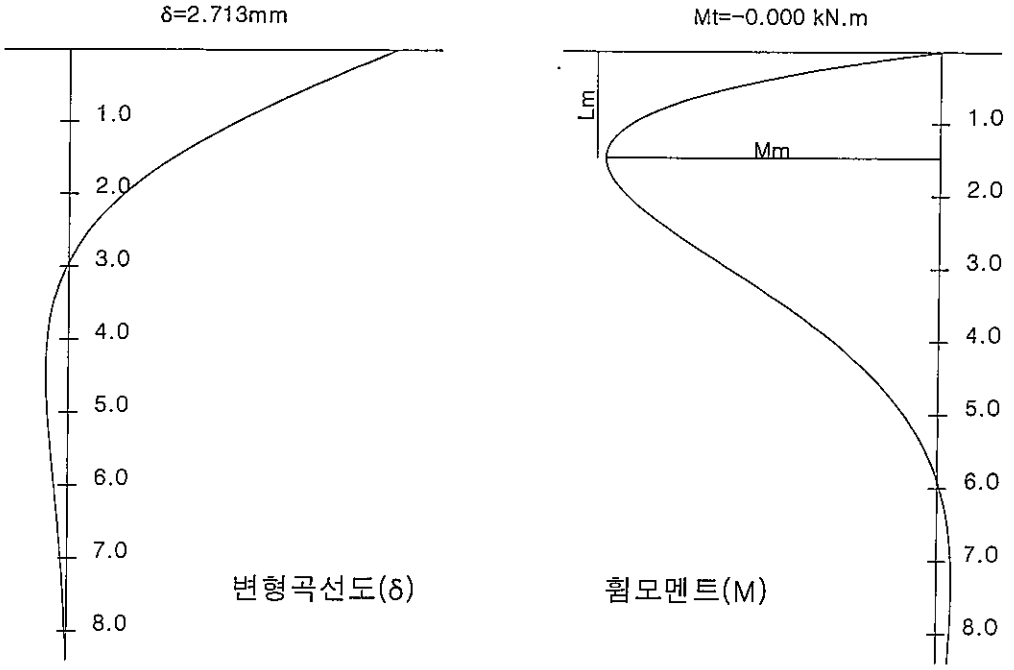
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -48.211 kN.m, 1.474 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.713 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.713 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-79.671	2.713	
0.560	-32.617	-39.129	1.924	
1.120	-46.268	-11.637	1.236	
1.680	-47.672	5.038	0.693	
2.240	-42.148	13.554	0.303	
2.800	-33.537	16.453	0.048	
3.360	-24.366	15.875	-0.099	
3.920	-16.097	13.460	-0.166	
4.480	-9.417	10.352	-0.182	
5.040	-4.495	7.273	-0.166	
5.600	-1.191	4.617	-0.136	
6.160	0.785	2.544	-0.101	
6.720	1.770	1.067	-0.068	
7.280	2.078	0.113	-0.042	
7.840	1.974	-0.428	-0.021	
8.400	1.655	-0.669	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

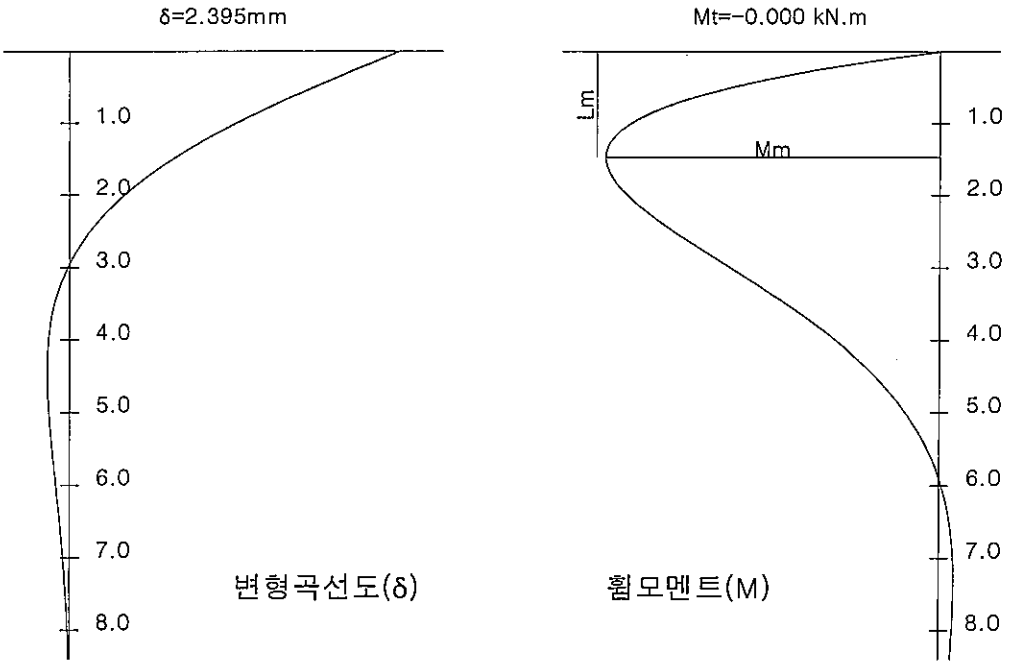
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -42.551 kN.m, 1.474 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.395 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.395 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-70.318	2.395	
0.560	-28.788	-34.536	1.698	
1.120	-40.837	-10.271	1.091	
1.680	-42.076	4.447	0.612	
2.240	-37.200	11.963	0.268	
2.800	-29.600	14.521	0.043	
3.360	-21.506	14.012	-0.087	
3.920	-14.207	11.880	-0.147	
4.480	-8.312	9.137	-0.160	
5.040	-3.968	6.419	-0.147	
5.600	-1.051	4.075	-0.120	
6.160	0.693	2.246	-0.089	
6.720	1.562	0.942	-0.060	
7.280	1.834	0.099	-0.037	
7.840	1.742	-0.377	-0.019	
8.400	1.461	-0.590	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

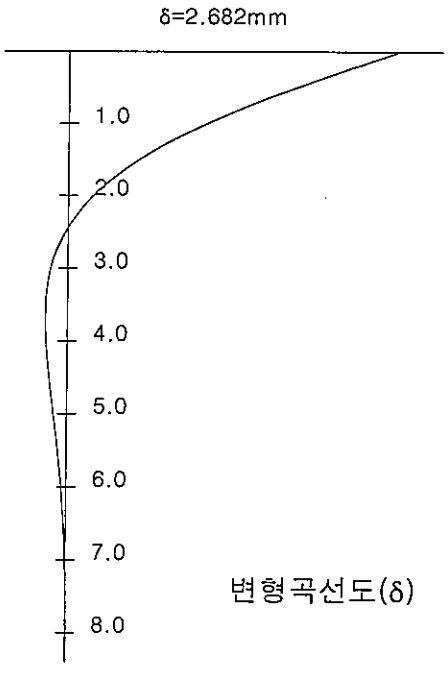
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -69.847 kN.m, 1.218 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.682 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.682 mm

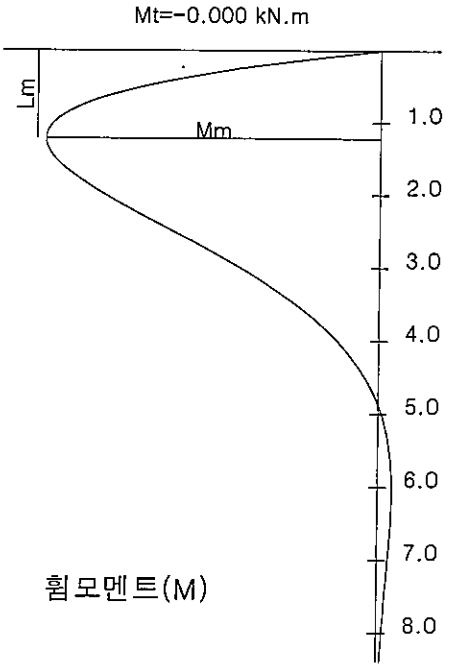
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-139.748	2.682	
0.560	-53.354	-56.680	1.748	
1.120	-69.559	-6.037	0.977	
1.680	-64.778	19.651	0.425	
2.240	-50.676	28.550	0.079	
2.800	-34.613	27.680	-0.103	
3.360	-20.519	22.223	-0.172	
3.920	-9.944	15.532	-0.175	
4.480	-3.001	9.459	-0.144	
5.040	0.916	4.790	-0.103	
5.600	2.652	1.652	-0.065	
6.160	3.012	-0.173	-0.034	
6.720	2.639	-1.027	-0.013	
7.280	1.978	-1.255	0.000	
7.840	1.298	-1.138	0.006	
8.400	0.731	-0.874	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

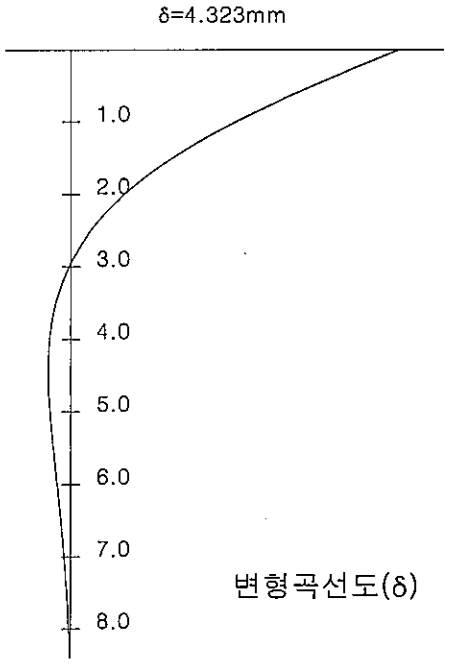
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -76.810 kN.m, 1.474 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.323 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.323 mm

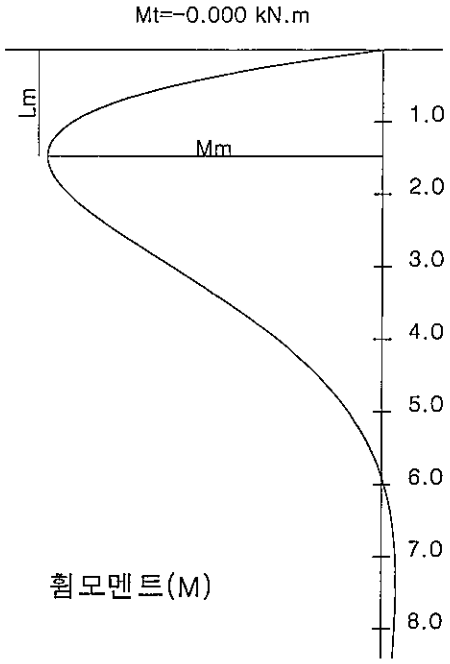
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-126.932	4.323	
0.560	-51.967	-62.341	3.066	
1.120	-73.715	-18.540	1.969	
1.680	-75.952	8.027	1.105	
2.240	-67.150	21.595	0.483	
2.800	-53.432	26.213	0.077	
3.360	-38.820	25.293	-0.157	
3.920	-25.646	21.445	-0.265	
4.480	-15.004	16.493	-0.289	
5.040	-7.162	11.587	-0.265	
5.600	-1.898	7.356	-0.216	
6.160	1.251	4.054	-0.161	
6.720	2.820	1.700	-0.109	
7.280	3.311	0.180	-0.066	
7.840	3.144	-0.681	-0.034	
8.400	2.637	-1.065	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

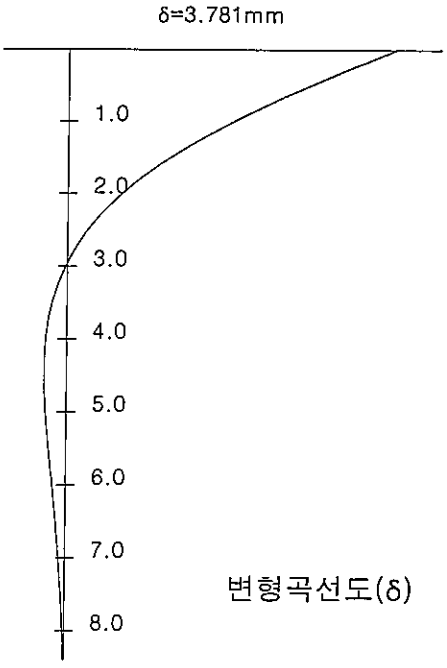
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

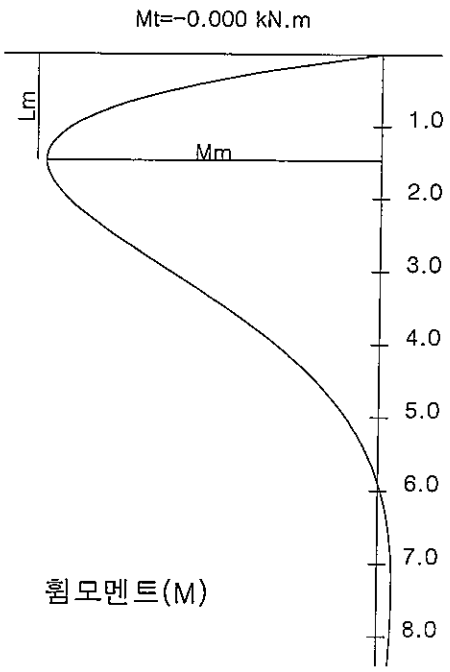
- 최대모멘트 및 깊이 : -67.189 kN.m, 1.474 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.781 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.781 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-111.033	3.781	
0.560	-45.457	-54.532	2.682	
1.120	-64.482	-16.218	1.722	
1.680	-66.439	7.022	0.966	
2.240	-58.739	18.890	0.422	
2.800	-46.740	22.930	0.067	
3.360	-33.958	22.125	-0.137	
3.920	-22.434	18.759	-0.232	
4.480	-13.125	14.427	-0.253	
5.040	-6.265	10.136	-0.232	
5.600	-1.660	6.434	-0.189	
6.160	1.095	3.546	-0.141	
6.720	2.467	1.487	-0.095	
7.280	2.896	0.157	-0.058	
7.840	2.750	-0.596	-0.030	
8.400	2.307	-0.932	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

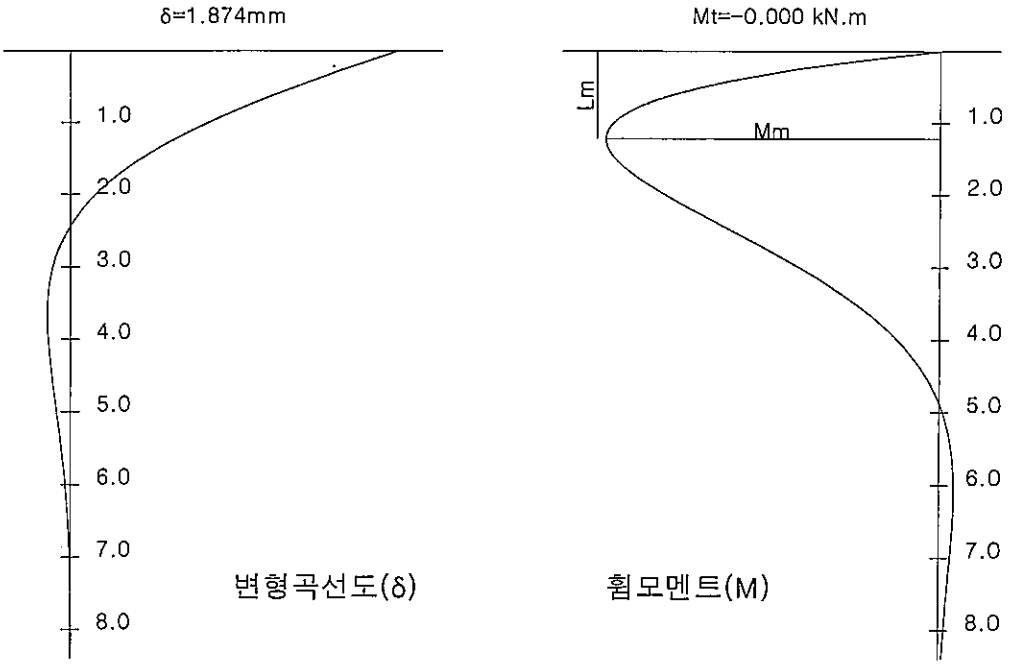
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -48.813 kN.m, 1.218 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.874 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.874 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-97.663	1.874	
0.560	-37.287	-39.611	1.222	
1.120	-48.611	-4.219	0.683	
1.680	-45.270	13.733	0.297	
2.240	-35.415	19.952	0.055	
2.800	-24.189	19.344	-0.072	
3.360	-14.340	15.531	-0.121	
3.920	-6.949	10.855	-0.122	
4.480	-2.097	6.610	-0.101	
5.040	0.640	3.347	-0.072	
5.600	1.853	1.154	-0.045	
6.160	2.105	-0.121	-0.024	
6.720	1.844	-0.718	-0.009	
7.280	1.383	-0.877	0.000	
7.840	0.907	-0.795	0.004	
8.400	0.511	-0.611	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

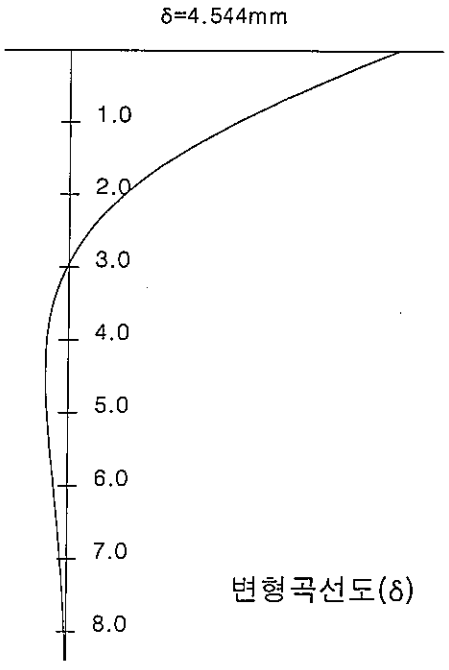
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -80.747 kN.m, 1.474 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.544 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.544 mm

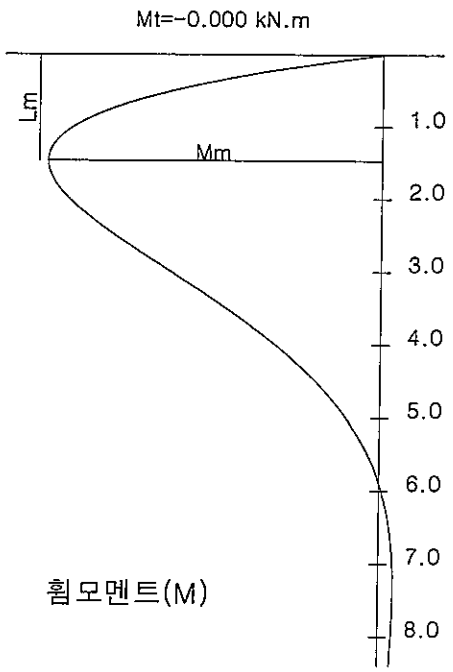
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-133.438	4.544	
0.560	-54.630	-65.536	3.223	
1.120	-77.494	-19.490	2.070	
1.680	-79.845	8.438	1.161	
2.240	-70.592	22.702	0.508	
2.800	-56.171	27.557	0.081	
3.360	-40.810	26.589	-0.165	
3.920	-26.961	22.544	-0.279	
4.480	-15.773	17.338	-0.304	
5.040	-7.529	12.181	-0.278	
5.600	-1.995	7.733	-0.227	
6.160	1.315	4.262	-0.169	
6.720	2.965	1.787	-0.115	
7.280	3.481	0.189	-0.070	
7.840	3.305	-0.716	-0.036	
8.400	2.772	-1.120	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

⑭ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

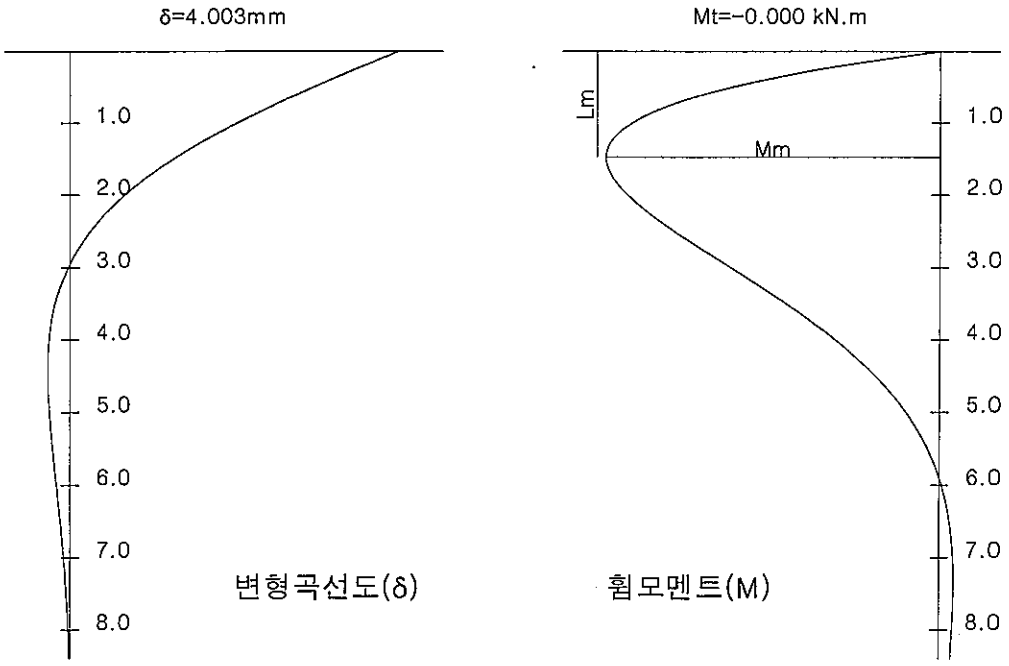
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -71.126 kN.m, 1.474 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.003 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.003 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-117.539	4.003	
0.560	-48.121	-57.728	2.839	
1.120	-68.260	-17.168	1.823	
1.680	-70.332	7.433	1.023	
2.240	-62.181	19.997	0.447	
2.800	-49.478	24.273	0.071	
3.360	-35.947	23.421	-0.145	
3.920	-23.748	19.858	-0.245	
4.480	-13.894	15.272	-0.268	
5.040	-6.632	10.730	-0.245	
5.600	-1.758	6.811	-0.200	
6.160	1.159	3.754	-0.149	
6.720	2.611	1.574	-0.101	
7.280	3.066	0.166	-0.061	
7.840	2.912	-0.631	-0.031	
8.400	2.442	-0.987	-0.011	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

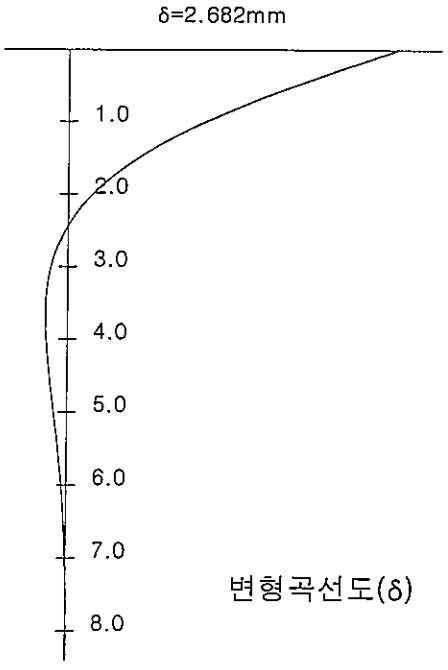
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -69.847 kN.m, 1.218 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.682 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.682 mm

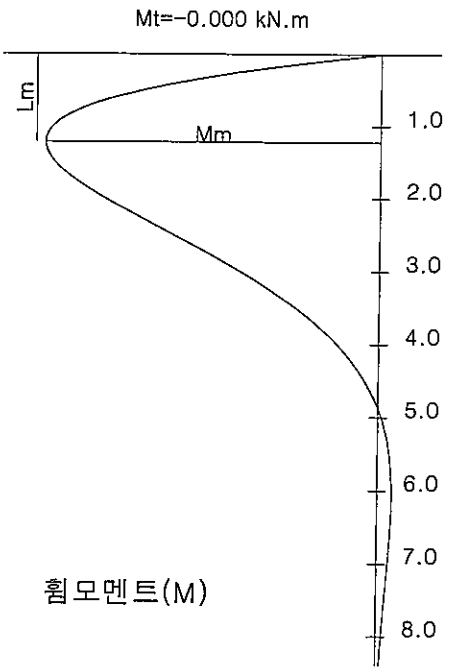
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-139.748	2.682	
0.560	-53.354	-56.680	1.748	
1.120	-69.559	-6.037	0.977	
1.680	-64.778	19.651	0.425	
2.240	-50.676	28.550	0.079	
2.800	-34.613	27.680	-0.103	
3.360	-20.519	22.223	-0.172	
3.920	-9.944	15.532	-0.175	
4.480	-3.001	9.459	-0.144	
5.040	0.916	4.790	-0.103	
5.600	2.652	1.652	-0.065	
6.160	3.012	-0.173	-0.034	
6.720	2.639	-1.027	-0.013	
7.280	1.978	-1.255	0.000	
7.840	1.298	-1.138	0.006	
8.400	0.731	-0.874	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 756.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1134.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 m'

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	10.000	사질토	1.000	20.000	31.668
1.583	50.000	사질토	7.400	100.000	1171.685
1.583	50.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	1203.381

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.7131 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.6815 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1/3.0 x 1203.381 + 0.00 = 401.127 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 1203.381 + 0.00 = 601.690 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	311.731	275.265	756.000	401.127	O.K
	HINGE	332.340	265.527	756.000	401.127	O.K
COMBO 2	FIX	286.890	283.859	756.000	401.127	O.K
	HINGE	335.449	245.127	756.000	401.127	O.K
COMBO 3	FIX	402.548	140.987	1134.000	601.690	O.K
	HINGE	365.568	186.669	1134.000	601.690	O.K
COMBO 4	FIX	642.518	444.032	756.000	401.127	O.K
	HINGE	600.662	495.737	756.000	401.127	O.K
COMBO 5	FIX	532.011	400.106	756.000	401.127	O.K
	HINGE	493.050	448.235	756.000	401.127	O.K
COMBO 6	FIX	772.467	103.072	1134.000	601.690	O.K
	HINGE	736.220	147.848	1134.000	601.690	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 : 8.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 8.40/0.508 = 16.535 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.016 ± M x 0.508/2 / 0.00047

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	311.731	67.584	56.333	140.00	O.K
	HINGE	332.340	45.183	45.646	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	286.890	61.089	51.248	140.00	O.K
	HINGE	335.449	39.523	42.811	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	402.548	54.093	54.949	210.00	O.K
	HINGE	365.568	48.813	49.734	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	642.518	61.225	74.236	140.00	O.K
	HINGE	600.662	48.211	64.560	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	532.011	56.991	64.845	140.00	O.K
	HINGE	493.050	42.551	54.590	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	772.467	53.020	78.209	210.00	O.K
	HINGE	736.220	69.847	84.898	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

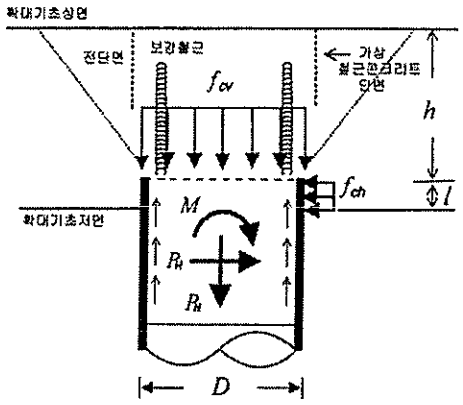
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (504.0^2 + 504.0×484.0 + 484.0^2) / (3 x (504.0^2 + 484.0^2))

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	74.666	9.620	80.000	O.K
	HINGE	74.666	9.620	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	65.314	8.415	80.000	O.K
	HINGE	65.314	8.415	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	97.663	12.582	120.000	O.K
	HINGE	97.663	12.582	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	79.671	10.264	80.000	O.K
	HINGE	79.671	10.264	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	70.318	9.059	80.000	O.K
	HINGE	70.318	9.059	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	139.748	18.004	120.000	O.K
	HINGE	139.748	18.004	120.000	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 642517.9 / (π/4 x 508 ²)
= 3.170 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 772467.0 / (π/4 x 508 ²)
= 3.811 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 642517.9 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.116 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 772467.0 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.139 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 79670.538 / (508 x 100)
= 1.568 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 139747.862 / (508 x 100)
= 2.751 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

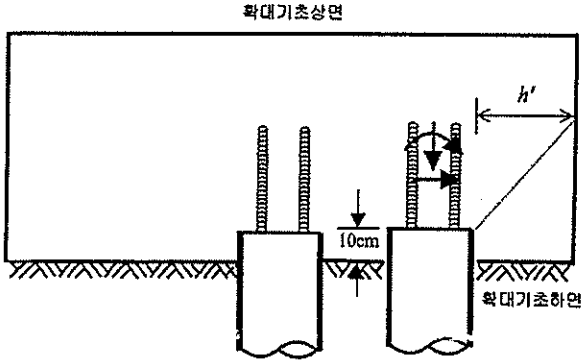
τh = 79670.538 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.134 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 139747.862 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.235 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.600 x 60.000) = 447.656 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.700 x (0.85 x 24.0 x 202683.0)
= 2894313.121 N ≥ PNmax = 964983.869 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 4894.6 x 1050)
= 6713994.455 N ≥ PNmax = 964983.869 N ∴ O.K