관 리 번 호

사 본 번 호

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

2018. 01

국토교통부
Ministry of Land, Infrastructure and Transport

목 차

- 제 I 권 -

1. 옥산 JCT Ramp-A교

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

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 상부 구조 ····· 1133

- 제 II 권 -

2. 옥산 JCT Ramp-C교

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

3. 옥산 JCT Ramp-D교

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

- 제 III 권 -

4. 병천천교

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

- 제 IV 권 -

4. 병천천교

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

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

- 제 V 권 -

5. 상장남교

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

6. 용두천교

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

- 제 VI 권 -

7. 백현교

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

8. 호죽1교

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

9. 호죽2교

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

10. 성산교

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

– 제 Ⅶ 권 –

11. 양청교

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

12. 양지교

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

13. 산수교

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

– 제 Ⅷ 권 –

13. 산수교

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

14. 복현1교

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

– 제 Ⅸ 권 –

15. 복현2교

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

16. 복현3교

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

17. 서오창 IC Ramp-A1교

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

18. 서오창 IC Ramp-A2교

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

- 제 X 권 -

19. 오창JCT Ramp-A교

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

20. 오창JCT Ramp-C교

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

- 제 XI 권 -

20. 오창JCT Ramp-C교

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

21. 오창JCT Ramp-D교

- 상부 구조 ····· 369

- 제 XII 권 -

21. 오창JCT Ramp-D교

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

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

- 제 XIII 권 -

22. 부대공

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

7. 백현교

상부 구조

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

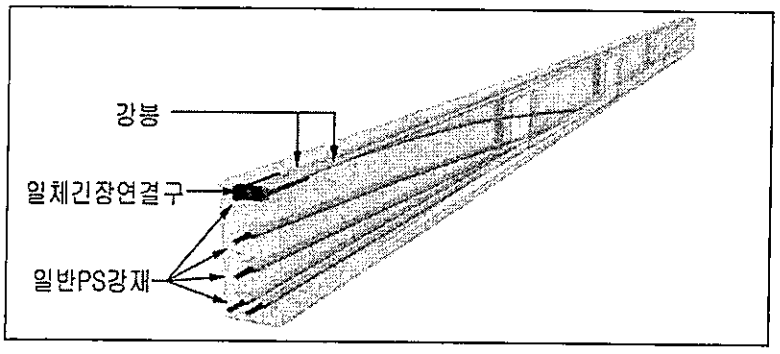
1. 설 계 개 요

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 등시에 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

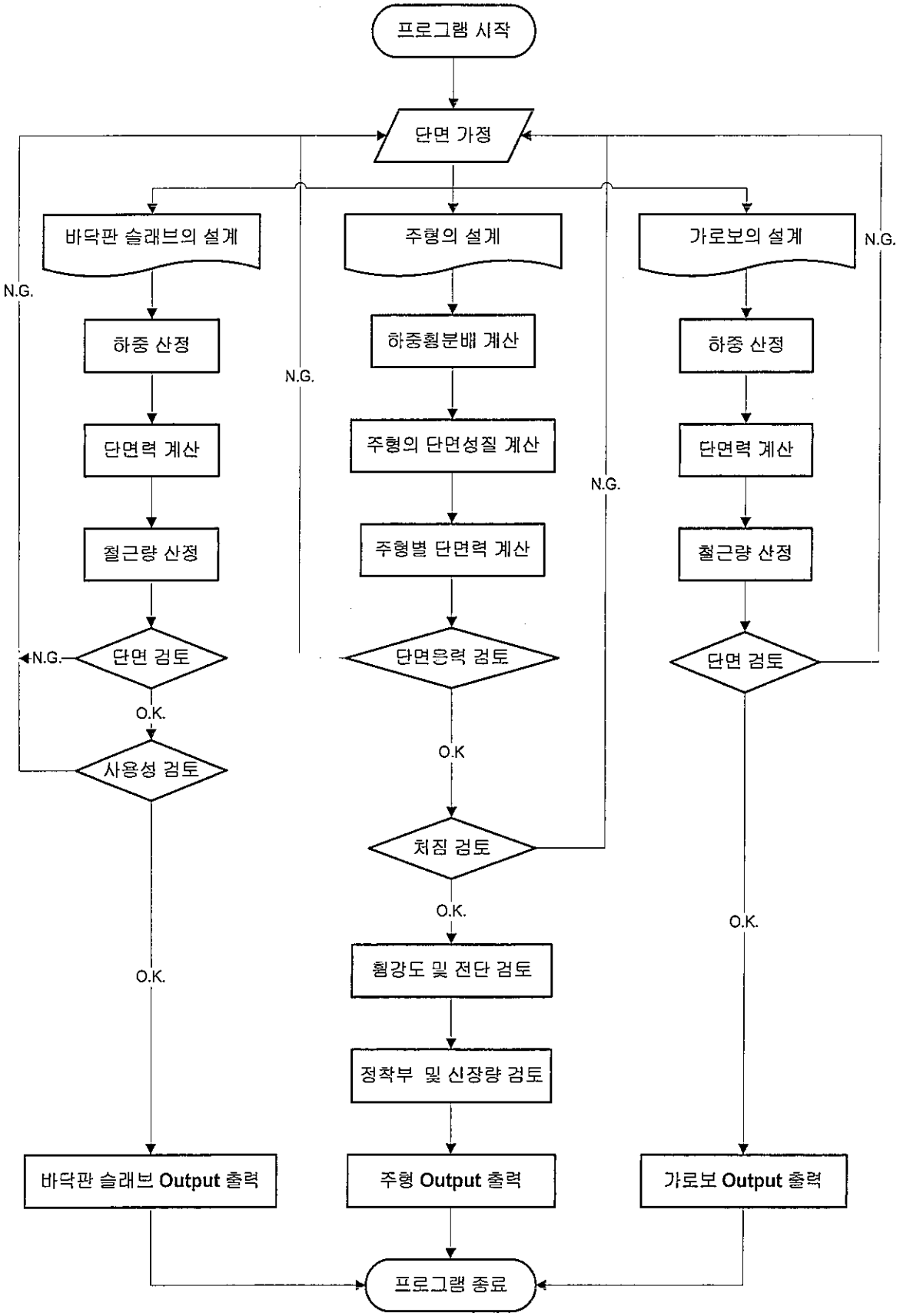
(2) 사용프로그램

- 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 : 백현교
- 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 : 24.300 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

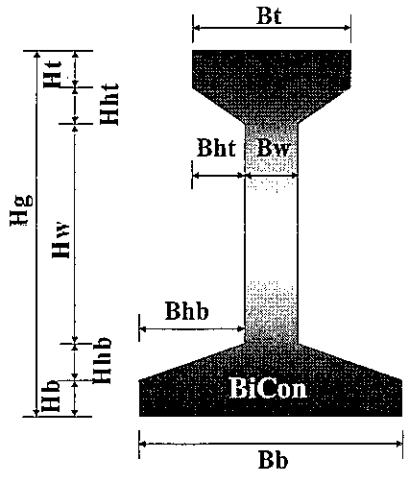
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

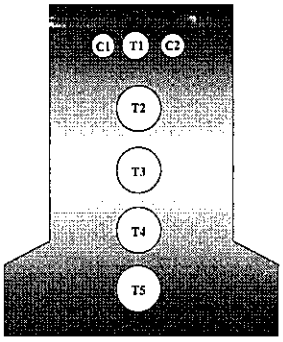
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

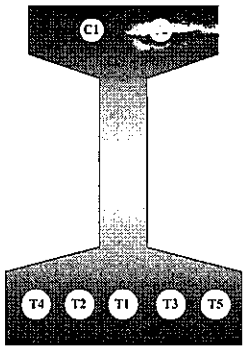
(4) 단부블록크기 : 600 mm

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	18EA	18EA	18EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3600kN	3600kN	3600kN	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.

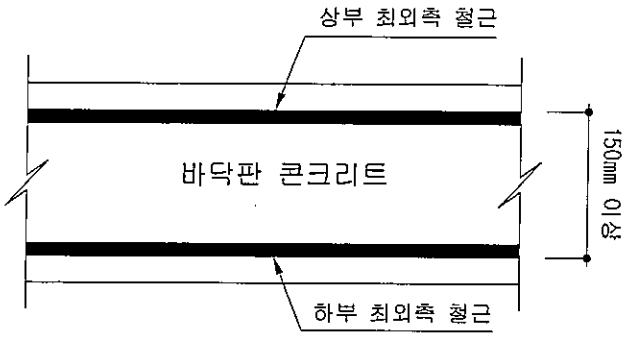
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.950 m / 0.240 m = 8.125 ≤ 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.

1.950 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 흠집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm이상인 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

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

1.150 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

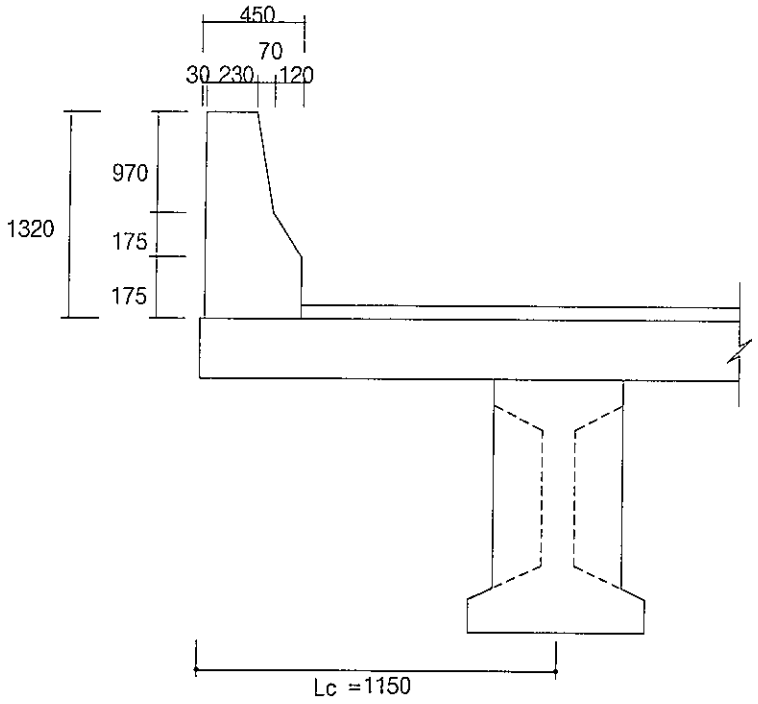
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

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 = 0.000 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 180.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.565	5.565
바닥판	0.180	25.000	4.500	0.375	1.688
포 장	0.015	23.500	0.353	0.150	0.053
방음판			0.000	0.605	0.000
합 계			14.703		7.306

(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 = 1.140 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 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 / 1.140) · 0.000 · (1 + 0.300) = 0.000 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 = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 증합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	7.306	
2	활하중	Ml	0.000	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
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	9.498	7.306	
Case 2	13.642	10.494	
Case 3	11.428	10.276	
Case 4	9.498	7.306	
Case 5	10.989	10.276	
Case 6	39.831	30.639	
Case 7	40.592	33.827	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	40.592	
사 용 하 중	33.827	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 40592160.0 (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 - 40592160.0 = 0 에서

As(req) = 686.058 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0038

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 686.058

② As(min) = 630.000 ∴ As = 686.058 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 914.744

(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 = 40.592 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 = 0.75 × 1000 / 10 = 75 mm

Tcan (240mm) > Tmin (75mm) ---------- 처짐검토 불필요

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

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

Mmax = Mnet = 33.827 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 129.04 MPa

Fsmax (=129.04 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 / 129.04) - 2.5 × 52.00 = 480.276 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 129.04) = 488.221 mm

Sa는 작은 값인 480.276 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 480.276 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 0.000 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 0 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 = 459.659 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) = 459.659 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 459.659 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	7.306	
2	활하중	Ml	0.000	
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			9.498	
Case 2	1.3		1.3		39.831	
Case 3	1.3	2.6		0.65	11.428	
Case 4	1.3	2.6	1.3		39.831	
Case 5	1.2		1.2	1.2	40.331	
적 용					40.331	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 40330800.0 (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

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 40330800.0 = 0 에서

As(req) = 681.485 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0038

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 681.485

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 908.647

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1372.116

∴ As = 1372.116 mm^2 이상 사용

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

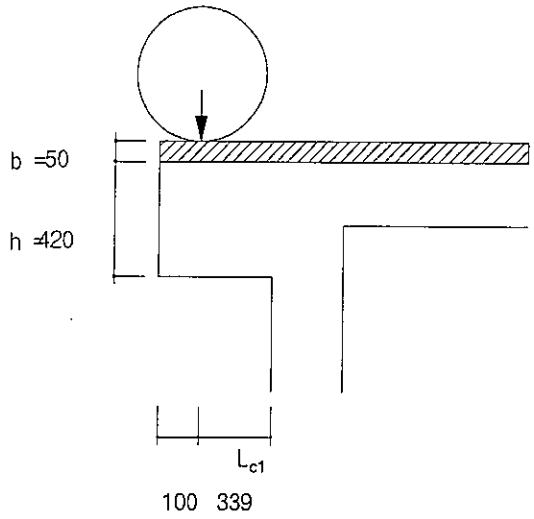
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

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

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 40.331 kN · m ---------- O.K

4.3. 슬래브 단부 설계

4.3.1 단면치수



4.3.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_c = 0.1 + 0.339 = 0.439 m

Wd = 0.470 x 25 = 11.750 kN/m^2

$MD = Wd \times L_c^2 / 2$ = 1.132 $kN \cdot m/m$

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

$i = 15 / (40 + L_{c1})$ = 0.040 ≤ 0.300 ∴ i = 0.040

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.339 + 0.98 = 1.099 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 38.508 $kN \cdot m$

(3) 하중조합

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

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 84.265 $kN \cdot m$

4.3.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 84264861.6 (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 - 84264861.6 = 0 에서

As(req) = 1136.366 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0050

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1136.366

② As(min) = 798.000 ∴ As = 1136.366 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1515.155

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

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

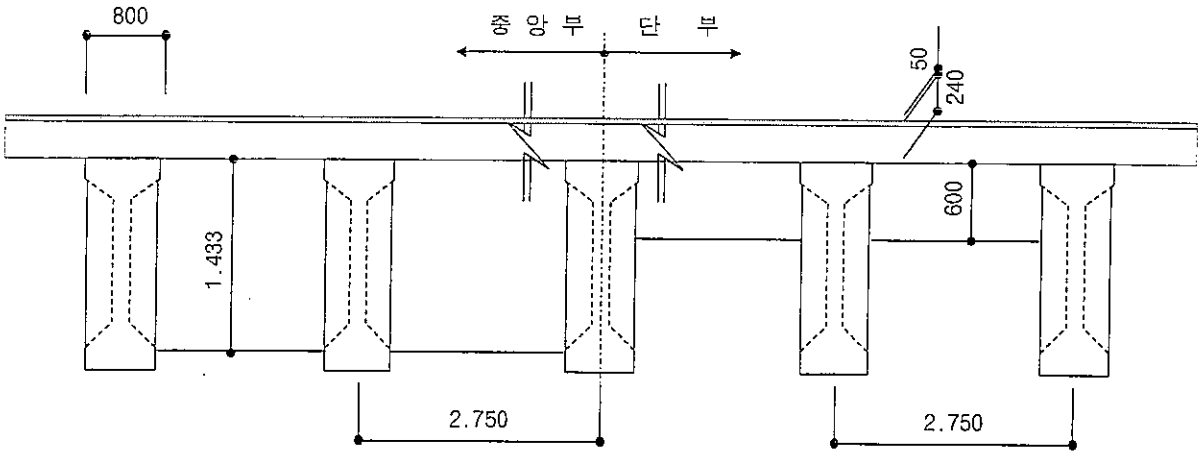
(4) 설계휨강도

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 = 84.265 kN · m ---------- O.K

4.4 가로보의 설계



4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

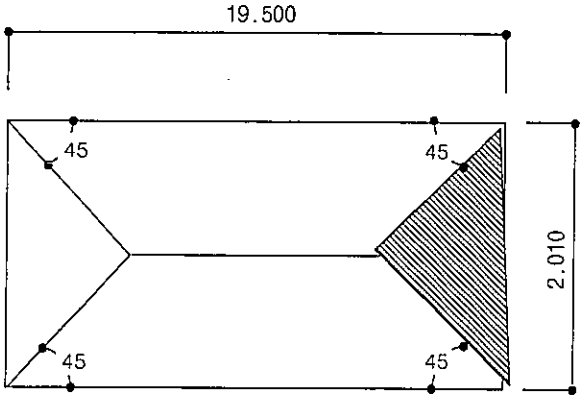
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

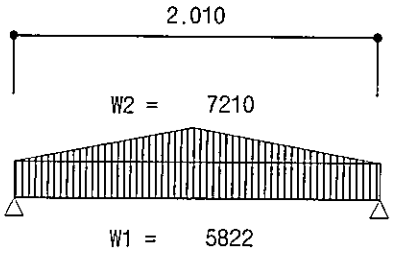
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 104.0 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (104.0) = 2.010 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (104.0) = 0.388 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (104.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 5822 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.005 × 2500 + 0.050 × 1.005 × 2350) × 10 = 7210 N/m

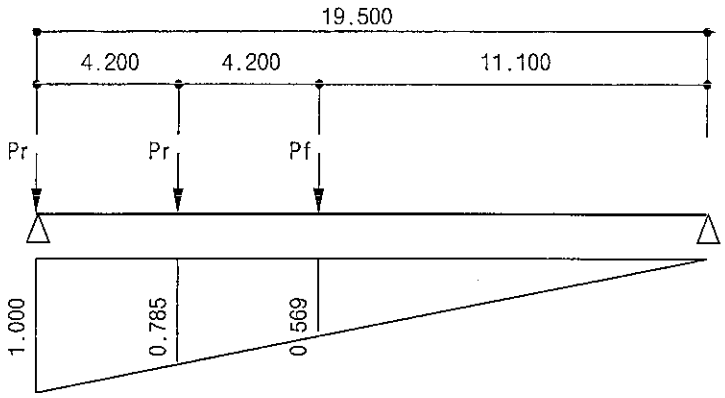
작용 단면력

Rad = 5822 × 2.010 × 1/2 + (2.010 × 7210 × 1/2) × 1/2 = 9473 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5822 \times 2.010^2}{8} + \frac{7210 \times 2.010^2}{12} = 5366 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



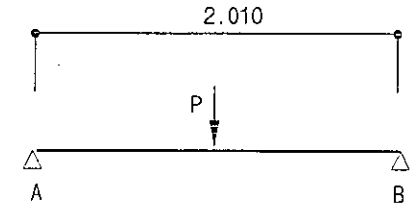
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 \quad < 0.3$$

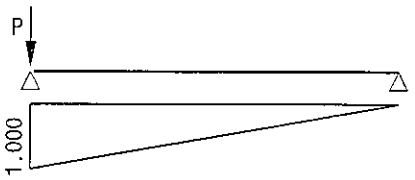
$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.785\ ) + 18.0 \times 0.569\ )\} \times 1.252 = 173.715\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{173.715 \times 2.010}{4}$$

$$= 87.279 \ kN \cdot m$$



RAl = 173.715 × 1.000 = 173.715 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.366	87.279
Vu	kN	9.473	173.715

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l$ = 1.300 × 5.366 + 2.150 × 87.279 = 194.626 kN · m

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l$ = 1.300 × 9.473 + 2.150 × 173.715 = 385.802 kN · m

3) 휨 검토

[설계조건]

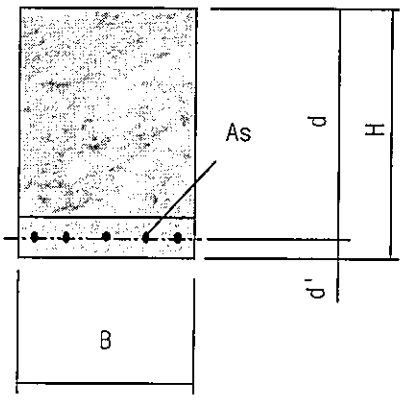
fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 194.626 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

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

$=$ 194626000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,013.0 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,350.7 ㎟ 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 = 194.626 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.010 ÷ 0.770 = 2.610 < 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 = 385.802 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 = 385.802 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

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

$Av = 397.2\ mm^2 > 0.0025 \cdot bo \cdot Sv = 100.0\ mm^2$ 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

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

$Ah = 397.2\ mm^2 > 0.0015 \cdot bo \cdot Sh = 60.0\ mm^2$ 0.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.610}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.610}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026\ kN$$

- 공칭전단강도

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

$= 213.389 + 734.026 = 947.415\ kN > 853.555\ kN$

$\therefore \Phi \cdot Vn = 853.555 > Vu = 385.802\ kN$ 0.K.

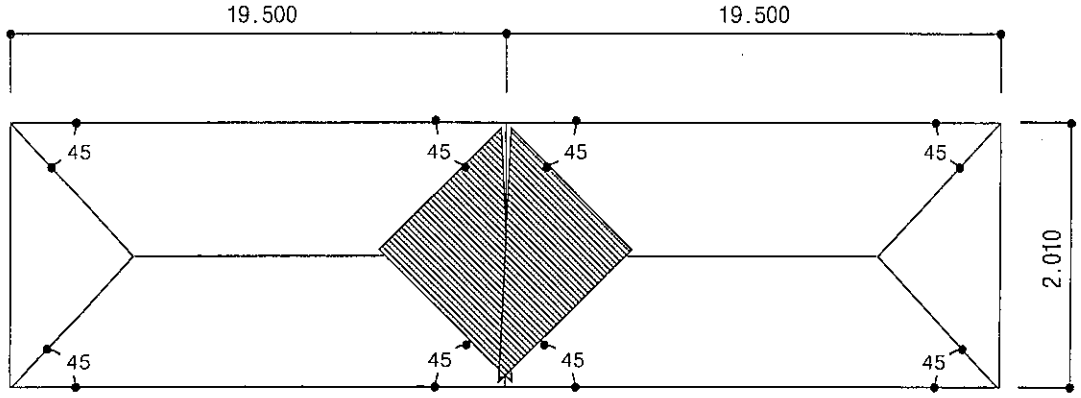
4.4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	1.433	m	주 빔 간 격	:	2.750	m		
빔 폭 :	0.300	m	가로보 순지간	:	2.750	− 0.800	=	1.950 m
교량사각 :	104.0 °		가로보 사지간	:	1.950	÷ SIN (104.0)	=	2.010 m

2)작용하중

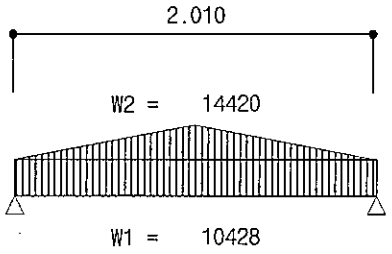
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (104.0) = 0.291 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (104.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 10428 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.010 × 2500 + 0.050 × 2.010 × 2350) × 10 = 14420 N/m



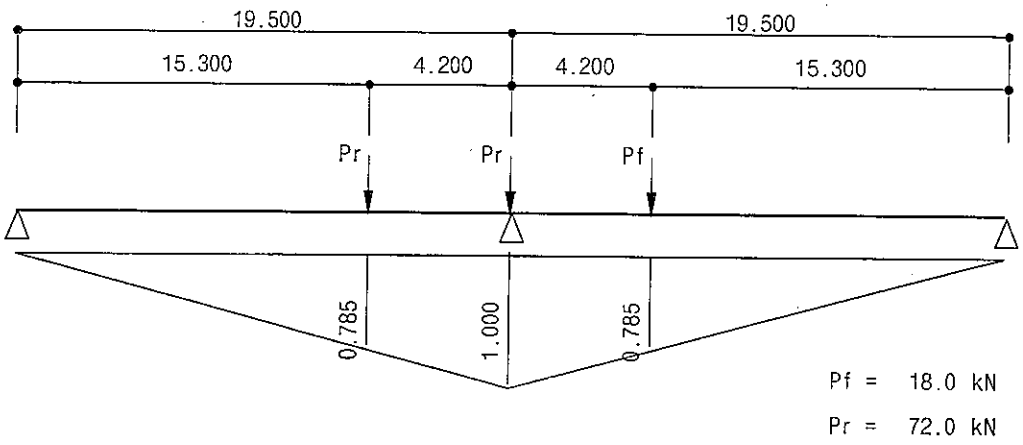
작용 단면력

Rad = 10428 × 2.010 × 1/2 + (2.010 × 14420 × 1/2) × 1/2 = 17724 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10428 \times 2.010^2}{8} + \frac{14420 \times 2.010^2}{12} = 10118 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

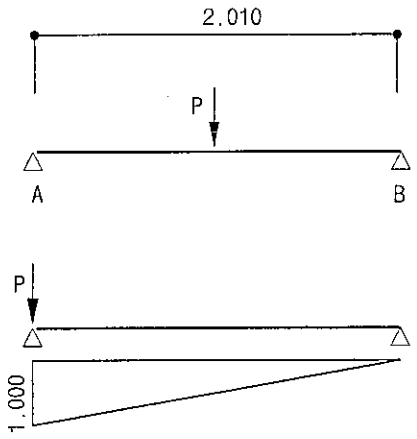
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.785) + 18.0 \times 0.785)\} \times 1.252 = 178.612 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$mi = \frac{PL}{4} = \frac{178.612 \times 2.010}{4}$$

$$= 89.739 \ kN \cdot m$$

$$RAI = 178.612 \times 1.000 = 178.612 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

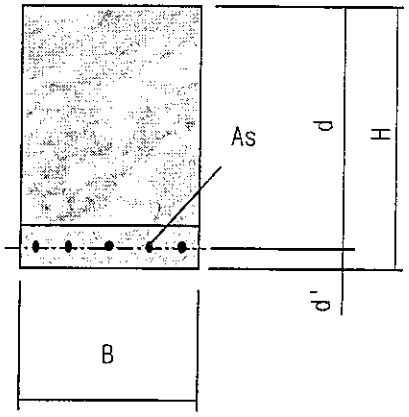
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	10.118	89.739
Vu	kN	17.724	178.612

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 10.118 + 2.150 \times 89.739 = 206.092 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 17.724 + 2.150 \times 178.612 = 407.057 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 206.092 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

= 206092000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 507.7 ㎟ 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 = 676.9 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

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

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd =$ 408.537 kN・m > Mu = 206.092 kN・m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.010 ÷ 1.603 = 1.254 < 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 = 407.057 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 = 407.057 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)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.254}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.254}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

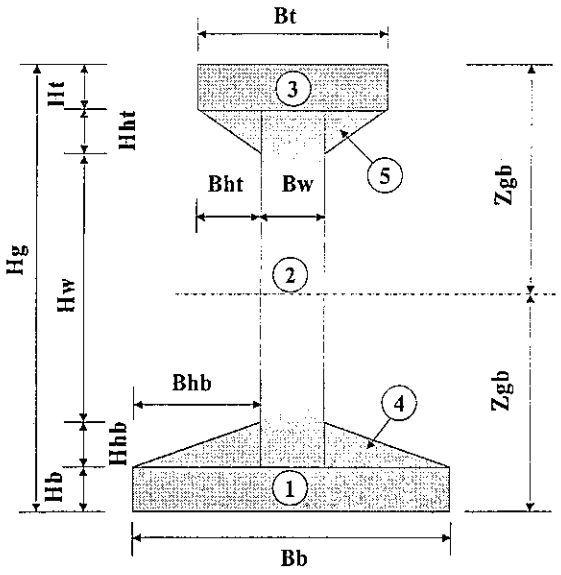
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 407.057 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

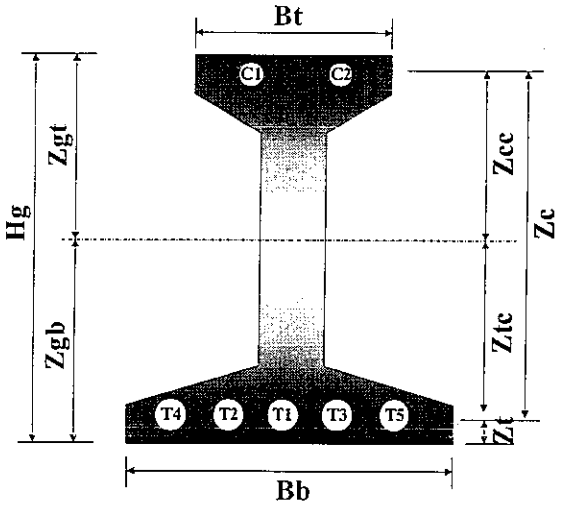


< 단위 : m >

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

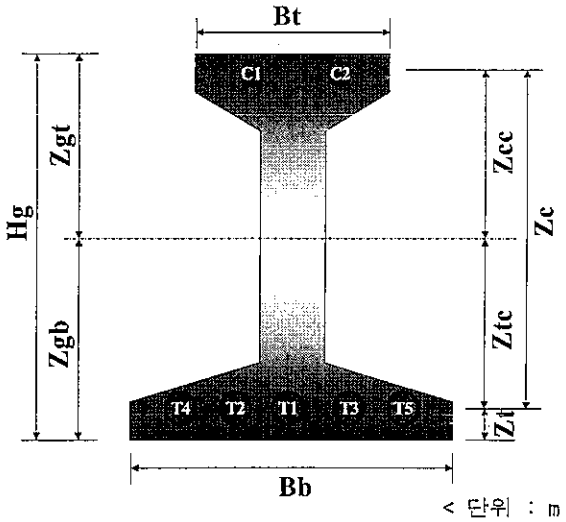
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m⁴

▷ 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	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T3	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T4	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00846	0.1422	0.00120	0.00019	1.563E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 2.0901E-05 m⁴

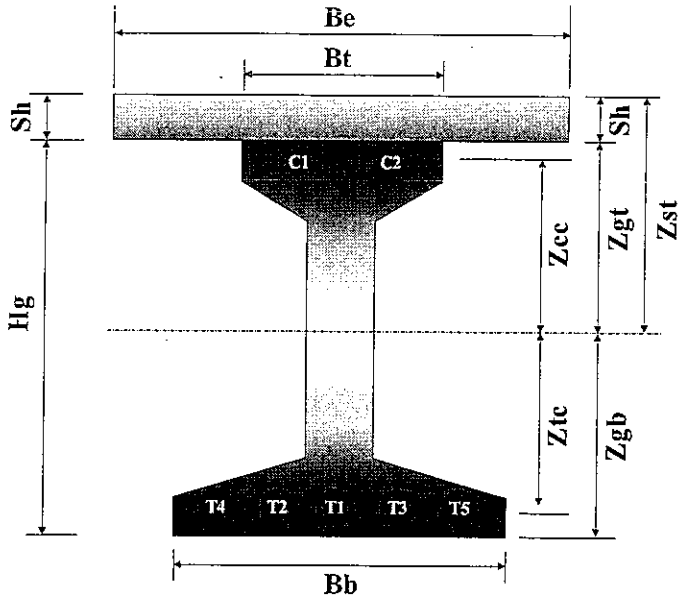
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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	0.05477	0.142	0.00779	0.00111	1.353E-04
Σ		0.90947	0.743	0.67562	0.53617	0.332960

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.742866 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.057134 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.932134 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.600653 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.367238 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.250 m

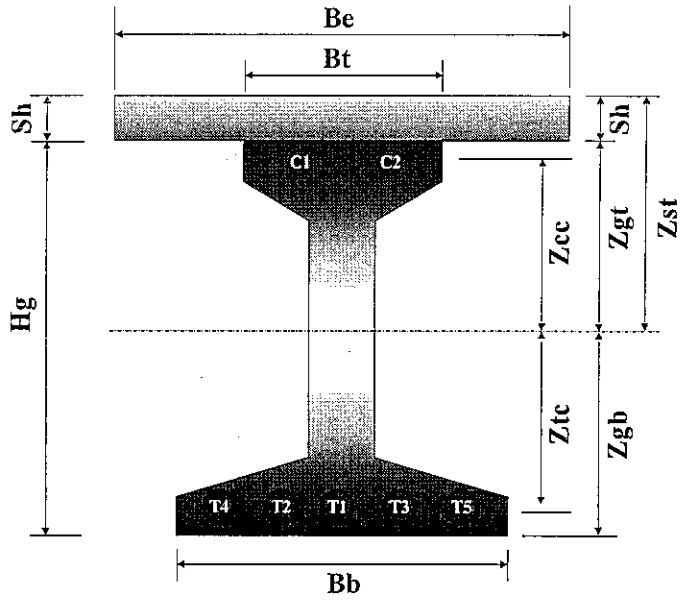
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.500	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.690	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.525	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.525	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.54540	1.920	1.04717	2.01056	0.002618
Σ		1.45487	1.184	1.72278	2.51246	0.369856

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.184148 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.615852 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.490852 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.041935 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.855852 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.842279 m⁴

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

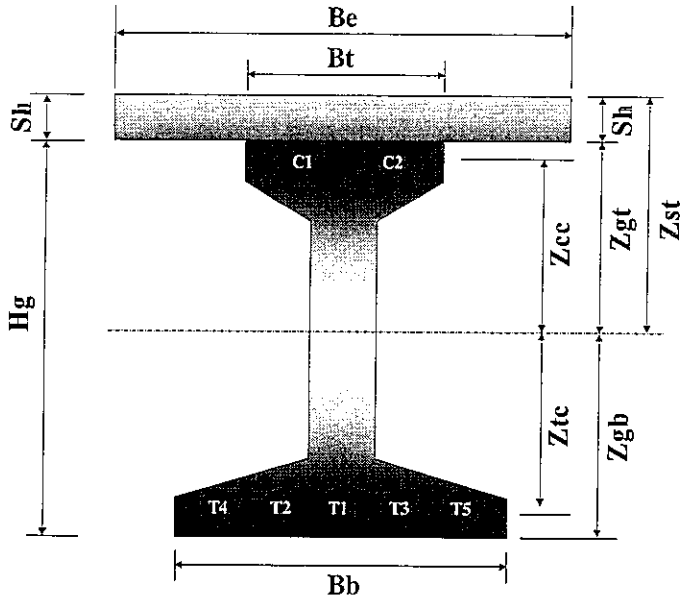
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.59400	1.920	1.14048	2.18972	0.002851
Σ		1.50347	1.208	1.81610	2.69161	0.370089

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.207934 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.592066 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.467066 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.065721 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.832066 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.867978 m^4

5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.250 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.500	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.690	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.525	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.525	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.54540	1.920	1.04717	2.01056	0.002618
Σ		1.45487	1.184	1.72278	2.51246	0.369856

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.184148 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.615852 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.490852 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.041935 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.855852 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.842279 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	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.45487	0.842279	0.856	0.616	-1.184	0.491	-1.042

5.5.2 G2~G8 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	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.50347	0.867978	0.832	0.592	-1.208	0.467	-1.066

5.5.3 G9 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	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.45487	0.842279	0.856	0.616	-1.184	0.491	-1.042

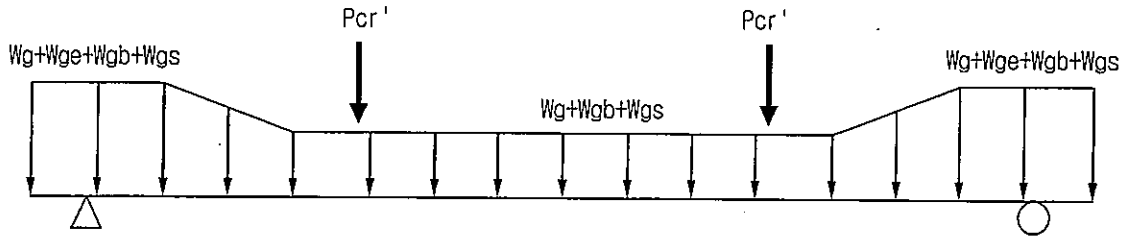
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1	×	25000 × 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA	×	18 EA	=	595	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.525 × 25000 = 15150 N/m

(2) G2~G8 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(3) G9 거더 : 0.240 × 2.525 × 25000 = 15150 N/m

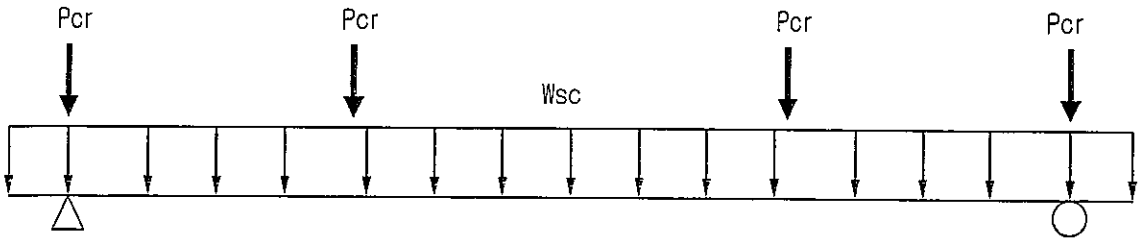
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.38 × 25000 = 14781 N

(2) G2~G8 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.75 × 25000 = 29563 N

(3) G9 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.38 × 25000 = 14781 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

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

(2) 우측 캔틸레버 하중

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

(3) 중앙부 하중

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

(4) 기타 하중

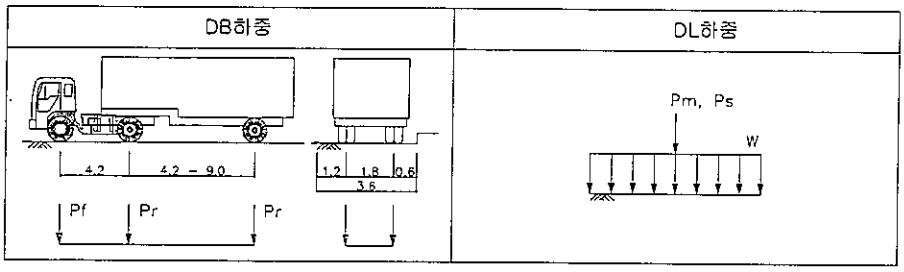
	위치	하중크기
1) 중분대	12.150m	10540N/m
2) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
3) 난간(우)	24.155m	1000N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 6 차로

(2) 차 로 폭 : 3.6 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

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

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.867673	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30891	27804
전단 탄성계수(G)	13235	11913
비틀림 상수 (J)	0.024381	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 = 12.150m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 9746.665

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 32.030

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.301$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 117.340

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 46.590

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.147$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

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

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

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

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, 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)

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

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

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

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

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

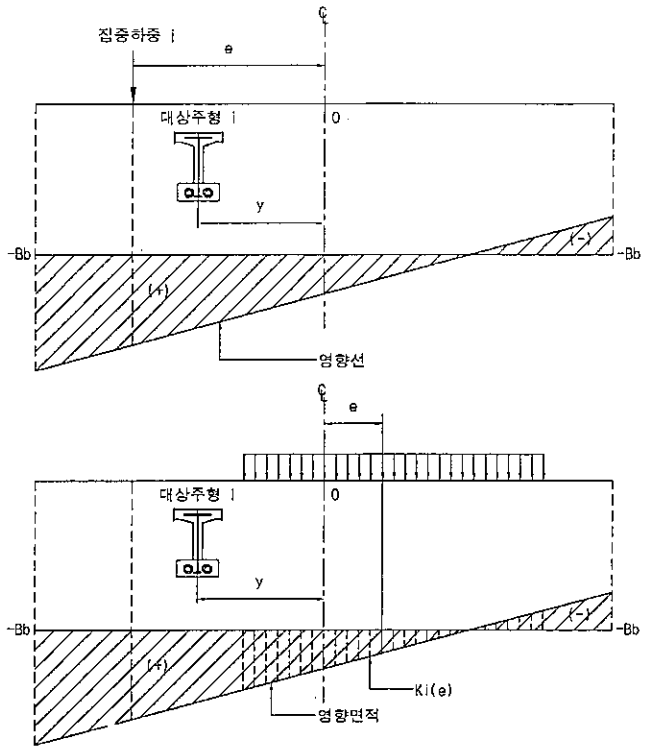
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 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 11.000	G2 8.250	G3 5.500	G4 2.750	G5 0.000	G6 -2.750	G7 -5.500	G8 -8.250	G9 -11.000	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-12.150	0.006	0.003	-0.003	-0.015	-0.030	-0.026	0.049	0.280	0.738	1.000
-0.75×Bb	-9.112	0.002	-0.002	-0.005	-0.002	0.017	0.073	0.185	0.332	0.400	1.000
-0.50×Bb	-6.075	-0.003	-0.004	0.002	0.028	0.091	0.198	0.298	0.255	0.136	1.000
-0.25×Bb	-3.037	-0.011	0.002	0.033	0.100	0.208	0.297	0.236	0.119	0.016	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.014	0.035	0.111	0.220	0.296	0.220	0.111	0.035	-0.014	1.000
0.25×Bb	3.037	0.016	0.119	0.236	0.297	0.208	0.100	0.033	0.002	-0.011	1.000
0.50×Bb	6.075	0.136	0.255	0.298	0.198	0.091	0.028	0.002	-0.004	-0.003	1.000
0.75×Bb	9.112	0.400	0.332	0.185	0.073	0.017	-0.002	-0.005	-0.002	0.002	1.000
1.00×Bb	12.150	0.738	0.280	0.049	-0.026	-0.030	-0.015	-0.003	0.003	0.006	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 11.000	G2 8.250	G3 5.500	G4 2.750	G5 0.000	G6 -2.750	G7 -5.500	G8 -8.250	G9 -11.000	합계 (∑)
방호벽(좌)	11.965	0.718	0.283	0.057	-0.020	-0.027	-0.015	-0.004	0.002	0.006	1.000
방호벽(우)	-11.965	0.006	0.002	-0.004	-0.015	-0.027	-0.020	0.057	0.283	0.718	1.000
콘크리트포장	0.000	2.315	2.554	2.692	2.754	2.770	2.754	2.692	2.554	2.315	23.400
중분대	0.000	-0.014	0.035	0.111	0.220	0.296	0.220	0.111	0.035	-0.014	1.000
난간(좌)	12.005	0.722	0.283	0.055	-0.022	-0.028	-0.015	-0.004	0.002	0.006	1.000
난간(우)	-12.005	0.006	0.002	-0.004	-0.015	-0.028	-0.022	0.055	0.283	0.722	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 11.000	G2 8.250	G3 5.500	G4 2.750	G5 0.000	G6 -2.750	G7 -5.500	G8 -8.250	G9 -11.000	합계 (Σ)
DB1	-10.200	0.007	0.000	-0.009	-0.015	-0.001	0.073	0.270	0.630	1.045	2.000
DB2	-6.600	-0.004	-0.008	0.001	0.044	0.154	0.350	0.558	0.550	0.355	2.000
DB3	-3.000	-0.022	0.007	0.071	0.207	0.418	0.574	0.467	0.241	0.038	2.000
DB4	1.805	-0.002	0.160	0.368	0.555	0.506	0.293	0.121	0.025	-0.027	2.000
DB5	5.405	0.208	0.447	0.583	0.450	0.231	0.083	0.014	-0.007	-0.009	2.000
DB6	9.005	0.784	0.650	0.379	0.157	0.040	-0.002	-0.008	-0.004	0.004	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 11.000	G2 8.250	G3 5.500	G4 2.750	G5 0.000	G6 -2.750	G7 -5.500	G8 -8.250	G9 -11.000	합계 (Σ)
DL1	-10.200	0.004	0.000	-0.004	-0.008	-0.001	0.035	0.135	0.318	0.523	1.000
DL2	-6.600	-0.002	-0.004	0.000	0.020	0.075	0.175	0.287	0.279	0.171	1.000
DL3	-3.000	-0.011	0.002	0.033	0.101	0.209	0.298	0.235	0.118	0.015	1.000
DL4	1.805	-0.004	0.078	0.183	0.286	0.257	0.145	0.058	0.011	-0.014	1.000
DL5	5.405	0.098	0.223	0.303	0.226	0.113	0.039	0.006	-0.004	-0.005	1.000
DL6	9.005	0.388	0.332	0.190	0.077	0.019	-0.002	-0.005	-0.002	0.002	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	0.007	0.000	-0.009	-0.015	-0.001	0.073	0.270	0.630	1.045	2.000
DB2	-0.004	-0.008	0.001	0.044	0.154	0.350	0.558	0.550	0.355	2.000
DB3	-0.022	0.007	0.071	0.207	0.418	0.574	0.467	0.241	0.038	2.000
DB4	-0.002	0.160	0.368	0.555	0.506	0.293	0.121	0.025	-0.027	2.000
DB5	0.208	0.447	0.583	0.450	0.231	0.083	0.014	-0.007	-0.009	2.000
DB6	0.784	0.650	0.379	0.157	0.040	-0.002	-0.008	-0.004	0.004	2.000
DB12	0.003	-0.008	-0.008	0.029	0.153	0.423	0.829	1.180	1.399	4.000
DB13	-0.015	0.006	0.062	0.192	0.417	0.646	0.737	0.871	1.082	4.000
DB14	0.005	0.160	0.359	0.541	0.505	0.366	0.391	0.655	1.018	4.000
DB15	0.215	0.447	0.574	0.435	0.230	0.156	0.284	0.623	1.035	4.000
DB16	0.791	0.649	0.370	0.142	0.039	0.071	0.262	0.627	1.048	4.000
DB22	-0.008	-0.015	0.002	0.088	0.309	0.700	1.116	1.100	0.709	4.000
DB24	-0.006	0.153	0.369	0.599	0.661	0.643	0.679	0.575	0.328	4.000
DB25	0.204	0.439	0.584	0.494	0.386	0.433	0.572	0.543	0.345	4.000
DB26	0.780	0.642	0.380	0.201	0.195	0.348	0.550	0.546	0.358	4.000
DB34	-0.023	0.167	0.439	0.763	0.924	0.867	0.587	0.266	0.011	4.000
DB35	0.187	0.454	0.654	0.657	0.649	0.657	0.481	0.234	0.028	4.000
DB36	0.763	0.656	0.450	0.364	0.458	0.572	0.458	0.237	0.041	4.000
DB45	0.207	0.608	0.951	1.005	0.737	0.376	0.135	0.018	-0.036	4.000
DB46	0.783	0.810	0.747	0.712	0.547	0.291	0.112	0.021	-0.023	4.000
DB56	0.993	1.097	0.962	0.607	0.272	0.081	0.006	-0.011	-0.005	4.000
DB[illegible]	-0.017	-0.001	0.057	0.213	0.514	0.897	1.[illegible]	1.279	1.293	5.400
DB124	0.001	0.137	0.324	0.526	0.593	0.644	0.854	1.085	1.235	5.400
DB125	0.190	0.395	0.518	0.431	0.346	0.455	0.758	1.056	1.251	5.400
DB126	0.709	0.577	0.334	0.167	0.174	0.379	0.738	1.059	1.263	5.400
DB134	-0.015	0.150	0.387	0.673	0.831	0.845	0.772	0.806	0.950	5.400
DB135	0.174	0.408	0.581	0.578	0.583	0.656	0.676	0.778	0.965	5.400
DB136	0.693	0.590	0.397	0.314	0.411	0.580	0.656	0.781	0.977	5.400
DB145	0.192	0.547	0.848	0.892	0.662	0.404	0.364	0.583	0.908	5.400
DB146	0.711	0.729	0.664	0.628	0.491	0.327	0.344	0.586	0.920	5.400
DB156	0.900	0.987	0.858	0.533	0.243	0.138	0.248	0.558	0.935	5.400
DB234	-0.025	0.144	0.396	0.726	0.971	1.095	1.031	0.734	0.329	5.400
DB235	0.165	0.402	0.589	0.631	0.723	0.906	0.935	0.705	0.344	5.400
DB236	0.683	0.584	0.406	0.367	0.551	0.830	0.915	0.709	0.356	5.400
DB245	0.183	0.540	0.857	0.944	0.803	0.653	0.623	0.511	0.287	5.400
DB246	0.701	0.722	0.673	0.681	0.631	0.577	0.603	0.514	0.299	5.400
DB256	0.890	0.980	0.866	0.586	0.383	0.388	0.507	0.485	0.314	5.400
DB345	0.167	0.553	0.920	1.091	1.040	0.854	0.541	0.233	0.001	5.400
DB346	0.685	0.735	0.736	0.827	0.868	0.778	0.521	0.236	0.013	5.400
DB356	0.874	0.993	0.929	0.732	0.621	0.589	0.425	0.207	0.029	5.400
DB456	0.892	1.131	1.197	1.046	0.700	0.337	0.113	0.013	-0.029	5.400
DB1234	-0.015	0.119	0.323	0.594	0.808	0.967	1.062	1.084	1.058	6.000
DB1235	0.142	0.334	0.485	0.515	0.602	0.809	0.982	1.060	1.070	6.000
DB1236	0.574	0.486	0.331	0.295	0.458	0.746	0.965	1.063	1.080	6.000
DB1245	0.157	0.450	0.707	0.776	0.668	0.599	0.722	0.898	1.022	6.000
DB1246	0.589	0.601	0.554	0.556	0.525	0.535	0.706	0.901	1.032	6.000
DB1256	0.747	0.816	0.715	0.477	0.318	0.378	0.626	0.877	1.045	6.000
DB1345	0.144	0.461	0.760	0.898	0.866	0.767	0.654	0.667	0.785	6.000

DB1346	0.576	0.612	0.607	0.678	0.722	0.703	0.637	0.669	0.795	6.000
DB1356	0.734	0.827	0.768	0.599	0.516	0.546	0.557	0.645	0.807	6.000
DB1456	0.749	0.943	0.991	0.861	0.582	0.335	0.297	0.483	0.759	6.000
DB2345	0.136	0.455	0.767	0.942	0.982	0.975	0.869	0.606	0.267	6.000
DB2346	0.568	0.607	0.614	0.722	0.839	0.911	0.853	0.609	0.277	6.000
DB2356	0.725	0.822	0.775	0.643	0.633	0.754	0.773	0.585	0.290	6.000
DB2456	0.740	0.937	0.998	0.905	0.699	0.543	0.513	0.423	0.242	6.000
DB3456	0.727	0.948	1.050	1.027	0.897	0.711	0.445	0.191	0.004	6.000
DB12345	0.141	0.455	0.761	0.931	0.981	1.029	1.072	1.079	1.051	7.500
DB12346	0.573	0.607	0.607	0.711	0.838	0.966	1.055	1.082	1.060	7.500
DB12356	0.731	0.822	0.769	0.632	0.632	0.808	0.976	1.058	1.073	7.500
DB12456	0.746	0.937	0.991	0.893	0.698	0.598	0.716	0.896	1.025	7.500
DB13456	0.732	0.948	1.044	1.016	0.896	0.765	0.647	0.664	0.788	7.500
DB23456	0.724	0.942	1.051	1.060	1.013	0.973	0.863	0.604	0.270	7.500
DB123456	0.729	0.942	1.045	1.049	1.012	1.028	1.066	1.076	1.053	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.004	0.000	-0.004	-0.008	-0.001	0.035	0.135	0.318	0.523	1.000
DL2	-0.002	-0.004	0.000	0.020	0.075	0.175	0.287	0.279	0.171	1.000
DL3	-0.011	0.002	0.033	0.101	0.209	0.298	0.235	0.118	0.015	1.000
DL4	-0.004	0.078	0.183	0.286	0.257	0.145	0.058	0.011	-0.014	1.000
DL5	0.098	0.223	0.303	0.226	0.113	0.039	0.006	-0.004	-0.005	1.000
DL6	0.388	0.332	0.190	0.077	0.019	-0.002	-0.005	-0.002	0.002	1.000
DL12	0.002	-0.004	-0.005	0.013	0.074	0.210	0.421	0.596	0.693	2.000
DL13	-0.007	0.002	0.029	0.093	0.208	0.333	0.370	0.435	0.537	2.000
DL14	0.000	0.077	0.179	0.278	0.256	0.180	0.193	0.328	0.509	2.000
DL15	0.101	0.223	0.298	0.219	0.112	0.075	0.140	0.314	0.518	2.000
DL16	0.391	0.332	0.185	0.069	0.018	0.034	0.130	0.316	0.525	2.000
DL22	-0.004	-0.008	-0.001	0.041	0.150	0.350	0.573	0.558	0.341	2.000
DL24	-0.005	0.073	0.183	0.306	0.332	0.320	0.345	0.290	0.157	2.000
DL25	0.096	0.219	0.302	0.247	0.189	0.214	0.292	0.275	0.166	2.000
DL26	0.386	0.328	0.189	0.097	0.094	0.173	0.282	0.277	0.173	2.000
DL34	-0.015	0.080	0.217	0.387	0.467	0.442	0.293	0.128	0.001	2.000
DL35	0.087	0.226	0.336	0.327	0.323	0.337	0.241	0.114	0.010	2.000
DL36	0.377	0.334	0.223	0.178	0.228	0.296	0.230	0.116	0.017	2.000
DL45	0.094	0.301	0.486	0.512	0.371	0.184	0.064	0.007	-0.018	2.000
DL46	0.384	0.410	0.373	0.363	0.276	0.143	0.053	0.009	-0.012	2.000
DL56	0.486	0.556	0.493	0.303	0.132	0.038	0.001	-0.006	-0.002	2.000
DL123	-0.008	-0.002	0.026	0.102	0.255	0.457	0.591	0.643	0.637	2.700
DL124	-0.002	0.066	0.161	0.269	0.298	0.319	0.431	0.547	0.611	2.700
DL125	0.090	0.197	0.268	0.215	0.168	0.224	0.384	0.533	0.620	2.700
DL126	0.351	0.295	0.166	0.081	0.083	0.188	0.375	0.535	0.626	2.700
DL134	-0.010	0.072	0.191	0.341	0.419	0.430	0.385	0.401	0.471	2.700
DL135	0.081	0.203	0.298	0.288	0.289	0.335	0.338	0.388	0.480	2.700
DL136	0.342	0.301	0.197	0.153	0.204	0.298	0.329	0.390	0.486	2.700
DL145	0.088	0.271	0.433	0.454	0.332	0.197	0.178	0.292	0.454	2.700
DL146	0.349	0.369	0.332	0.320	0.247	0.161	0.169	0.294	0.460	2.700
DL156	0.440	0.500	0.439	0.266	0.118	0.066	0.122	0.281	0.468	2.700
DL234	-0.015	0.068	0.195	0.366	0.488	0.555	0.521	0.367	0.154	2.700
DL235	0.077	0.199	0.302	0.313	0.358	0.461	0.475	0.353	0.163	2.700

DL236	0.337	0.297	0.201	0.179	0.273	0.424	0.465	0.355	0.169	2.700
DL245	0.083	0.267	0.437	0.479	0.401	0.323	0.315	0.257	0.137	2.700
DL246	0.344	0.365	0.336	0.345	0.316	0.286	0.306	0.259	0.143	2.700
DL256	0.435	0.496	0.443	0.291	0.187	0.191	0.259	0.246	0.151	2.700
DL345	0.075	0.273	0.467	0.552	0.522	0.433	0.269	0.112	-0.003	2.700
DL346	0.336	0.371	0.366	0.418	0.437	0.397	0.259	0.114	0.003	2.700
DL356	0.427	0.502	0.473	0.364	0.307	0.302	0.212	0.101	0.011	2.700
DL456	0.434	0.570	0.608	0.530	0.351	0.164	0.053	0.004	-0.015	2.700
DL1234	-0.010	0.057	0.159	0.300	0.405	0.489	0.536	0.544	0.521	3.000
DL1235	0.066	0.166	0.248	0.255	0.297	0.410	0.496	0.533	0.528	3.000
DL1236	0.284	0.248	0.164	0.143	0.227	0.380	0.489	0.534	0.533	3.000
DL1245	0.072	0.222	0.361	0.394	0.333	0.296	0.364	0.452	0.506	3.000
DL1246	0.289	0.304	0.276	0.282	0.262	0.265	0.356	0.454	0.511	3.000
DL1256	0.365	0.413	0.366	0.237	0.155	0.186	0.317	0.443	0.518	3.000
DL1345	0.065	0.227	0.386	0.454	0.434	0.388	0.325	0.332	0.389	3.000
DL1346	0.283	0.309	0.302	0.342	0.363	0.357	0.317	0.333	0.394	3.000
DL1356	0.359	0.418	0.391	0.298	0.255	0.278	0.278	0.322	0.401	3.000
DL1456	0.364	0.475	0.504	0.436	0.291	0.163	0.145	0.242	0.380	3.000
DL2345	0.061	0.224	0.389	0.475	0.491	0.492	0.439	0.302	0.125	3.000
DL2346	0.279	0.306	0.305	0.363	0.420	0.462	0.431	0.304	0.130	3.000
DL2356	0.355	0.415	0.394	0.319	0.313	0.383	0.392	0.293	0.137	3.000
DL2456	0.360	0.472	0.507	0.457	0.349	0.268	0.259	0.213	0.116	3.000
DL3456	0.353	0.477	0.532	0.518	0.449	0.360	0.220	0.092	-0.001	3.000
DL12345	0.064	0.224	0.386	0.469	0.490	0.519	0.540	0.541	0.517	3.750
DL12346	0.281	0.306	0.301	0.357	0.419	0.488	0.532	0.542	0.522	3.750
DL12356	0.357	0.415	0.391	0.313	0.312	0.409	0.493	0.531	0.529	3.750
DL12456	0.363	0.472	0.503	0.451	0.348	0.294	0.360	0.451	0.508	3.750
DL13456	0.356	0.476	0.529	0.512	0.448	0.387	0.321	0.330	0.391	3.750
DL23456	0.352	0.473	0.532	0.533	0.506	0.491	0.435	0.301	0.127	3.750
DL123456	0.355	0.473	0.528	0.527	0.505	0.518	0.536	0.539	0.519	4.500

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	3023.0	3423.6	3032.0	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1512.9	1412.2	1518.7	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3043.6	2700.3	3048.9		
DL 활하중	2839.3	2504.3	2845.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3043.6	2700.3	3048.9		
합 계	11919.6	11876.2	11939.7		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	302.8	336.5	302.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	179.9	135.6	179.8	바닥판 합성단면	
DB 활하중	383.5	385.4	383.5		
DL 활하중	353.0	341.7	353.1		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	383.5	385.4	383.5		
합 계	1341.9	1333.3	1341.9		

8.3 반력종합

8.3.1 A1 반력 시점측 (단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	324.414	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	324.414
합성후	187.637	137.468	111.516	104.72	107.332	105.173	111.204	133.456	192.759
ADD	1005.253	1004.189	978.237	971.44	974.052	971.893	977.925	1000.177	1010.375
DB1	274.151	192.231	97.95	35.611	10.1	3.958	1.329	0.472	1.712
DB2	114.205	160.973	159.14	107.704	57.785	24.805	7.724	2.835	0.145
DB3	26.263	81.825	136.117	160.545	125.554	73.527	33.847	11.904	1.577
DB4	3.214	18.22	48.666	94.898	145.678	157.074	112.898	61.848	12.787
DB5	0.403	4.103	13.693	37.201	78.218	131.584	163.471	135.8	77.399
DB6	0.986	0.746	2.773	7.081	22.913	57.774	120.934	188.253	218.336
DB12	388.287	353.166	256.944	143.035	67.171	25.355	8.355	2.867	0.865
DB13	300.312	274.004	233.914	195.805	134.802	73.834	32.643	11.506	1.477
DB14	271.034	209.332	146.005	130.107	154.855	157.272	111.685	61.562	13.924
DB15	271.951	194.295	111.13	72.36	87.418	131.886	162.368	135.628	78.909
DB16	274.756	191.852	98.516	41.678	31.976	58.024	119.82	188.103	219.832
DB22	228.416	321.973	318.308	215.414	115.594	49.61	15.427	5.668	0.288
DB24	111.199	178.126	207.346	202.523	203.33	181.62	120.306	62.842	12.576
DB25	112.109	163.053	172.447	144.748	135.874	156.215	170.87	136.711	76.239
DB26	114.895	160.63	159.836	114.09	80.435	82.355	128.321	189.183	217.139
DB34	23.252	98.989	184.33	255.371	271.143	230.455	146.639	73.658	14.349
DB35	24.176	83.877	149.368	197.519	203.632	205.004	196.9	146.918	73.842
DB36	26.958	81.431	136.754	166.859	148.192	131.144	154.352	199.393	214.765
DB45	3.312	20.687	62.127	131.982	223.847	288.646	276.329	197.575	89.768
DB46	3.005	17.718	49.289	101.288	168.366	214.728	233.754	250.019	230.687
DB56	0.346	4.42	14.425	43.653	100.933	189.245	284.359	324.033	295.684
DB123	373.044	391.472	353.746	273.145	173.315	88.699	36.159	11.599	1.204
DB124	346.713	333.276	274.614	214	191.328	163.751	107.217	56.249	11.512
DB125	347.54	319.724	243.233	162.026	130.633	140.889	152.812	122.898	69.998
DB126	350.05	317.537	231.874	134.444	80.724	74.433	114.533	170.136	196.809
DB134	267.554	262.029	253.906	261.574	252.35	207.706	130.902	65.954	12.828
DB135	268.4	248.464	222.449	209.511	191.606	184.803	176.244	132.097	67.85
DB136	270.906	246.254	211.089	181.928	141.715	118.326	137.962	179.312	194.656
DB145	242.059	190.312	143.404	150.448	209.703	259.94	247.605	177.597	82.168
DB146	244.565	188.102	132.042	122.862	159.791	193.462	209.326	224.837	209.002

DB156	245.394	174.57	100.641	70.887	99.094	170.598	254.918	291.463	267.483
DB234	123.703	233.947	309.123	326.772	296.003	229.621	138.711	67.257	12.734
DB235	124.522	220.357	277.653	274.691	235.233	206.697	183.906	133.061	65.425
DB236	127.032	218.168	266.292	247.084	185.317	140.215	145.603	180.298	192.258
DB245	98.202	162.206	198.587	215.626	253.33	281.834	255.267	178.561	79.743
DB246	100.713	160.017	187.226	188.019	203.415	215.354	216.987	225.801	206.577
DB256	101.539	146.466	155.844	136.045	142.719	192.492	262.582	292.45	265.063
DB345	19.06	90.926	177.823	263.112	314.303	325.748	278.7	187.76	77.595
DB346	21.57	88.738	166.464	235.528	264.392	259.27	240.42	235	204.429
DB356	22.395	75.182	135.058	183.528	203.692	236.406	286.014	301.649	262.915
DB456	2.794	18.172	56.502	124.541	221.883	311.675	357.484	347.225	277.245
DB1234	308.615	339.095	330.935	298.753	253.618	191.605	114.716	55.779	10.543
DB1235	309.293	327.763	304.729	255.372	202.978	172.502	152.438	110.769	55.676
DB1236	311.402	325.933	295.27	232.373	161.399	117.109	120.55	150.134	161.371
DB1245	287.359	279.299	238.835	206.143	218.049	235.128	211.933	148.701	67.611
DB1246	289.45	277.487	229.378	183.144	176.469	179.733	180.023	188.063	173.304
DB1256	290.133	266.191	203.206	139.828	125.876	160.672	218.01	243.603	222.046
DB1345	221.396	219.905	221.53	245.726	268.868	271.72	231.446	156.363	65.831
DB1346	223.51	218.097	212.073	222.726	227.285	216.302	199.531	195.72	171.501
DB1356	224.194	206.801	185.903	179.412	176.696	197.265	237.545	251.268	220.268
DB1456	202.238	158.335	120.029	130.183	191.764	259.866	297.013	289.172	232.197
DB2345	101.518	196.491	267.525	300.018	305.209	289.961	237.817	157.184	63.825
DB2346	103.605	194.656	258.065	277.019	263.63	234.567	205.925	196.524	169.492
DB2356	104.316	183.387	231.899	233.707	213.059	215.508	243.914	252.064	218.234
DB2456	82.36	134.923	166.028	184.501	228.131	278.112	303.385	289.991	230.167
DB3456	16.421	75.531	148.722	224.062	278.948	314.704	322.919	297.656	228.389
DB12345	307.044	340.635	340.876	326.487	312.179	290.21	237.033	157.069	64.977
DB12346	309.131	338.8	331.413	303.485	270.577	234.812	205.119	196.427	170.647
DB12356	309.838	327.508	305.246	260.173	220.008	215.776	243.111	251.969	219.389
DB12456	287.886	279.065	239.375	210.946	235.078	278.379	302.601	289.877	231.319
DB13456	221.947	219.675	222.072	250.53	285.897	314.97	322.114	297.539	229.54
DB23456	102.046	196.257	268.065	304.822	322.238	333.212	328.485	298.36	227.533
DB123456	307.591	340.382	341.413	331.288	329.187	333.478	327.679	298.243	228.684
DL1	256.296	171.395	89.37	34.039	11.132	4.322	1.433	0.496	1.582
DL2	108.105	142.45	139.602	94.954	52.642	23.759	8.192	3.004	0.115
DL3	25.564	73.459	118.683	141.067	110.209	66.229	31.661	12.1	1.518
DL4	3.313	17.82	44.617	84.145	127.347	137.753	99.345	56.913	13.858
DL5	0.37	4.36	13.598	34.608	69.803	114.85	143.631	120.1	74.161
DL6	0.916	0.793	3	7.749	22.102	52.655	107.526	166.251	206.232

DL12	364.333	313.789	228.773	128.574	62.799	25.197	9.033	3.032	0.85
DL13	281.706	244.774	207.82	174.63	120.196	67.364	30.837	11.634	1.391
DL14	253.61	187.93	133.242	117.625	137.232	138.742	98.37	56.359	13.715
DL15	254.224	173.833	102.343	68.046	79.725	115.946	142.855	119.846	75.523
DL16	256.739	171.125	90.333	40.434	31.825	53.664	106.746	166.018	207.544
DL22	216.247	284.872	279.229	189.872	105.25	47.545	16.385	6.01	0.23
DL24	105.55	159.05	183.727	179.001	179.789	161.204	106.995	58.3	13.543
DL25	106.146	144.882	152.744	129.366	122.275	138.377	151.27	121.345	72.999
DL26	108.704	142.182	140.739	101.757	74.378	76.102	115.201	167.531	205.066
DL34	23.032	90.077	162.793	225.164	237.459	203.812	130.893	68.966	15.372
DL35	23.621	75.865	131.769	175.44	179.851	180.928	174.818	131.325	70.881
DL36	26.176	73.159	119.727	147.823	131.947	118.645	138.712	177.504	202.945
DL45	3.299	20.658	57.927	118.581	197.066	252.538	242.821	176.72	86.435
DL46	3.049	17.415	45.68	90.935	149.12	190.19	206.66	222.861	218.493
DL56	0.277	4.634	14.803	41.49	91.624	167.312	251.086	286.32	280.324
DL123	350.849	348.473	312.682	242.613	155.523	81.95	34.874	12.49	1.166
DL124	325.531	297.298	245.543	191.266	170.789	146.109	95.536	52.055	12.075
DL125	326.093	284.614	217.726	146.655	119.067	125.61	135.518	109.026	66.929
DL126	328.379	282.187	206.912	121.808	75.94	69.547	103.031	150.617	185.795
DL134	251.246	235.257	226.751	232.853	222.712	184.485	117.041	61.635	13.715
DL135	251.786	222.48	198.814	188.107	170.882	163.894	156.707	118.027	65.065
DL136	254.072	220.054	188.004	163.266	127.79	107.834	124.215	159.575	183.878
DL145	226.489	171.36	131.778	136.871	186.228	228.16	217.736	158.785	79.022
DL146	228.775	168.931	120.963	111.997	143.135	172.132	185.252	200.343	197.879
DL156	229.328	156.219	93.152	67.396	91.417	151.608	225.297	257.446	253.513
DL234	118.021	209.238	272.149	288.063	260.988	204.697	124.801	63.384	13.561
DL235	118.559	196.443	244.212	243.283	209.164	184.083	164.278	119.373	62.776
DL236	120.845	194.017	233.401	218.442	166.072	128.026	131.796	160.965	181.643
DL245	93.216	145.308	177.136	192.041	224.509	248.353	225.347	160.145	76.78
DL246	95.502	142.883	166.327	167.204	181.422	192.329	192.864	201.704	195.637
DL256	96.065	130.204	138.516	122.568	129.697	171.798	232.873	258.829	251.234
DL345	20.287	83.5	158.391	233.532	276.393	286.712	246.568	169.162	74.876
DL346	21.251	80.8	147.461	208.666	233.243	230.614	214.05	210.697	193.73
DL356	21.801	68.078	119.608	164.022	181.512	210.078	254.053	267.786	249.318
DL456	2.734	18.242	53.118	112.877	196.971	274.534	315.25	308.647	263.335
DL1234	290.457	302.849	293.638	265.203	224.979	171.444	103.395	52.473	11.207
DL1235	290.907	292.225	270.38	227.935	181.823	154.276	136.363	99.348	53.372
DL1236	292.798	290.174	261.351	207.22	145.885	107.553	109.282	133.982	152.42
DL1245	269.829	249.61	214.494	185.223	194.603	207.83	187.253	133.29	65.04

DL1246	271.728	247.597	205.477	164.52	158.708	161.149	160.178	167.921	164.045
DL1256	272.179	236.987	182.288	127.338	115.58	144.031	193.513	215.524	210.418
DL1345	207.922	197.842	198.746	219.778	237.794	239.767	204.899	140.769	63.418
DL1346	209.826	195.836	189.762	199.078	201.897	193.053	177.821	175.404	162.466
DL1356	210.273	185.22	166.538	161.892	158.77	175.939	211.192	223.014	208.842
DL1456	189.207	142.649	110.7	119.197	171.594	229.534	262.058	256.984	220.473
DL2345	96.853	176.125	236.541	265.754	269.684	256.563	211.211	141.93	61.556
DL2346	98.757	174.119	227.56	245.057	233.793	209.884	184.14	176.569	160.605
DL2356	99.259	163.554	204.382	207.881	190.67	192.772	217.507	224.171	206.937
DL2456	78.138	120.932	148.496	165.172	203.482	246.327	268.365	258.108	218.602
DL3456	16.701	69.261	132.788	199.736	246.685	278.281	286.059	265.608	217.027
DL12345	288.996	304.671	303.45	290.946	277.213	257.449	210.693	141.76	62.584
DL12346	290.886	302.621	294.426	270.24	241.317	210.768	183.621	176.399	161.633
DL12356	291.346	292.048	271.244	233.062	198.191	193.651	216.957	224.002	208.005
DL12456	270.268	249.433	215.359	190.349	210.972	247.208	267.849	257.973	219.639
DL13456	208.362	197.666	199.61	224.905	254.163	279.145	285.498	265.46	218.06
DL23456	97.302	175.985	237.412	270.884	286.053	295.938	291.805	266.584	216.189
DL123456	289.435	304.497	304.32	296.109	293.588	296.831	291.295	266.451	217.226
ENV	388.287	391.472	353.746	331.288	329.187	333.478	357.484	347.225	295.684
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1393.541	1395.661	1331.983	1302.728	1303.239	1305.371	1335.409	1347.402	1306.06

8.3.2 A2 시점측 (단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	324.414	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	324.414
합성후	192.759	133.456	111.204	105.173	107.332	104.72	111.516	137.468	187.637
ADD	1010.375	1000.177	977.925	971.893	974.052	971.44	978.237	1004.189	1005.253
DB1	277.024	187.674	97.483	35.294	9.802	3.876	1.334	0.462	1.698
DB2	115.753	160.845	158.822	107.384	57.151	24.366	7.692	2.413	0.16
DB3	26.563	83.711	136.236	160.742	124.987	72.762	33.686	10.768	1.656
DB4	3.132	19.627	48.87	95.691	146.061	156.64	112.694	59.824	12.71
DB5	0.37	4.731	13.759	37.767	78.898	131.789	163.639	134.947	76.332
DB6	0.997	0.861	2.769	7.267	23.343	58.129	121.409	191.159	215.845
DB12	392.7	348.47	256.157	142.39	66.223	24.835	8.338	2.437	0.866
DB13	303.474	271.325	233.565	195.675	133.919	72.983	32.498	10.357	1.548
DB14	273.772	206.312	145.737	130.573	154.925	156.756	111.497	59.559	13.829
DB15	274.749	190.403	110.734	72.6	87.785	132.005	162.553	134.8	77.823
DB16	277.621	187.385	98.047	41.545	32.096	58.295	120.309	191.032	217.326
DB22	231.512	321.716	317.671	214.774	114.326	48.733	15.363	4.825	0.319
DB24	112.622	179.543	207.226	202.996	203.081	180.75	120.063	60.406	12.529
DB25	113.593	163.595	172.199	144.995	135.92	155.982	171.001	135.422	75.211
DB26	116.445	160.599	159.515	113.964	80.234	82.273	128.755	191.65	214.691
DB34	23.428	102.422	184.649	256.361	270.963	229.261	146.276	70.502	14.349
DB35	24.415	86.431	149.557	198.279	203.745	204.446	196.913	144.816	72.888
DB36	27.263	83.412	136.87	167.246	148.058	130.737	154.669	201.049	212.392
DB45	3.181	22.717	62.404	133.342	224.911	288.417	276.295	194.689	88.627
DB46	2.919	19.243	49.491	102.275	169.185	214.652	234.024	250.892	228.126
DB56	0.317	5.168	14.484	44.411	102.048	189.809	285.002	326.085	292.131
DB123	377.282	388.945	353.146	272.74	171.948	87.537	35.994	10.19	1.294
DB124	350.57	330.442	274.085	214.132	190.819	162.89	107.013	54.052	11.461
DB125	351.451	316.104	242.589	161.954	130.39	140.601	152.943	121.759	69.055
DB126	354.021	313.401	231.165	134.036	80.258	74.281	114.938	172.378	194.588
DB134	270.289	261.009	253.771	262.17	251.903	206.553	130.59	63.103	12.82
DB135	271.19	246.654	222.199	209.901	191.423	184.223	176.27	130.227	66.974
DB136	273.755	243.929	210.773	181.982	141.31	117.881	138.261	180.823	192.503
DB145	244.466	188.199	143.226	151.378	210.381	259.661	247.59	175.027	81.123
DB146	247.032	185.472	131.799	123.456	160.246	193.319	209.584	225.648	206.679
DB156	247.915	171.154	100.283	71.277	99.816	171.028	255.511	293.333	264.269

DB234	125.254	236.92	309.122	327.376	295.269	228.151	138.348	64.041	12.763
DB235	126.129	222.54	277.536	275.087	234.763	205.799	183.882	130.776	64.601
DB236	128.698	219.835	266.108	247.144	184.624	139.453	145.853	181.394	190.156
DB245	99.427	164.085	198.543	216.561	253.719	281.237	255.203	175.575	78.749
DB246	101.997	161.38	187.116	188.619	203.582	214.894	217.196	226.197	204.305
DB256	102.877	147.042	155.62	136.441	143.153	192.605	263.126	293.904	261.9
DB345	19.163	94.615	178.173	264.51	314.753	324.86	278.53	184.044	76.669
DB346	21.733	91.912	166.748	236.589	264.619	258.518	240.524	234.665	202.225
DB356	22.612	77.569	135.227	184.387	204.186	236.226	286.453	302.372	259.819
DB456	2.674	20.106	56.749	125.94	223.233	311.792	357.88	347.242	273.981
DB1234	312.054	338.148	330.583	299.01	252.768	190.314	114.426	53.091	10.561
DB1235	312.778	326.159	304.281	255.457	202.348	171.688	152.429	108.883	54.974
DB1236	314.937	323.898	294.767	232.178	160.584	116.409	120.769	151.066	159.604
DB1245	290.525	277.441	238.448	206.678	218.137	234.566	211.89	146.231	66.768
DB1246	292.666	275.2	228.935	183.399	176.371	179.285	180.208	188.411	171.397
DB1256	293.394	263.248	202.668	139.913	126	160.7	218.474	244.832	219.395
DB1345	223.628	219.556	221.471	246.646	269.005	270.914	231.315	153.284	65.044
DB1346	225.792	217.318	211.959	223.366	227.237	215.61	199.629	195.459	169.65
DB1356	226.521	205.366	185.693	179.883	176.87	197.05	237.922	251.888	217.673
DB1456	204.246	156.648	119.88	131.103	192.655	259.903	297.355	289.209	229.461
DB2345	102.764	199.469	267.577	300.943	305.107	288.891	237.646	153.76	63.081
DB2346	104.9	197.204	258.061	277.663	263.342	233.61	205.982	195.916	167.684
DB2356	105.657	185.279	231.8	234.182	212.994	215.028	244.249	252.338	215.682
DB2456	83.383	136.563	165.99	185.426	228.782	277.884	303.686	289.682	227.474
DB3456	16.509	78.679	149.012	225.372	279.65	314.233	323.133	296.738	225.752
DB12345	310.437	340.189	340.577	327.167	311.84	289.075	236.873	153.662	64.219
DB12346	312.573	337.924	331.06	303.884	270.052	233.79	205.187	195.838	168.824
DB12356	313.325	325.977	304.797	260.403	219.706	215.231	243.457	252.261	216.822
DB12456	291.055	277.281	238.987	211.626	235.492	278.086	302.914	289.585	228.612
DB13456	224.182	219.399	222.011	251.595	286.361	314.433	322.339	296.638	226.888
DB23456	103.294	199.308	268.115	305.891	322.463	332.41	328.669	297.114	224.925
DB123456	310.986	340.009	341.113	332.112	329.174	332.611	327.874	297.015	226.061
DL1	261.357	165.298	88.801	33.69	10.817	4.246	1.438	0.492	1.553
DL2	110.341	141.95	139.097	94.513	51.895	23.271	8.171	2.554	0.132
DL3	25.832	75.514	118.856	141.308	109.437	65.314	31.485	10.851	1.621
DL4	3.195	19.368	44.848	85.139	127.884	137.181	99.065	54.72	13.857
DL5	0.332	5.034	13.656	35.251	70.634	115.179	143.909	119.346	72.749
DL6	0.933	0.914	2.989	7.938	22.582	53.068	108.192	170.298	202.102
DL12	371.621	307.177	227.697	127.776	61.711	24.64	9.036	2.576	0.844

DL13	287.021	240.72	207.423	174.51	119.08	66.368	30.684	10.377	1.483
DL14	258.442	183.543	132.89	118.259	137.43	138.094	98.116	54.165	13.702
DL15	259.182	168.457	101.841	68.33	80.217	116.195	143.155	119.131	74.076
DL16	261.797	165.114	89.755	40.276	31.97	53.999	107.433	170.102	203.384
DL22	220.72	283.872	278.219	188.99	103.757	46.57	16.343	5.109	0.263
DL24	107.571	160.273	183.438	179.555	179.581	160.15	106.681	55.664	13.576
DL25	108.293	145.115	152.306	129.567	122.359	138.219	151.516	120.12	71.637
DL26	110.951	141.779	140.225	101.516	74.116	76.03	115.833	171.106	200.991
DL34	23.085	93.855	163.184	226.4	237.228	202.332	130.44	65.53	15.472
DL35	23.802	78.648	132.009	176.319	179.909	180.344	174.931	129.184	69.65
DL36	26.457	75.306	119.891	148.26	131.659	118.147	139.213	180.163	199.001
DL45	3.123	22.881	58.229	120.217	198.434	252.295	242.823	173.728	85.048
DL46	2.929	19.085	45.9	92.128	150.145	190.035	207.05	224.672	214.392
DL56	0.245	5.431	14.845	42.335	92.943	168.058	252.031	289.614	274.787
DL123	357.644	344.373	311.87	242.109	153.846	80.614	34.712	10.954	1.272
DL124	331.892	292.9	244.771	191.439	170.293	145.087	95.275	49.675	12.095
DL125	332.566	279.325	216.819	146.513	118.835	125.395	135.757	107.956	65.672
DL126	334.943	276.326	205.937	121.268	75.396	69.41	103.619	153.866	182.096
DL134	255.836	233.159	226.591	233.64	222.195	183.079	116.654	58.535	13.795
DL135	256.49	219.487	198.517	188.576	170.627	163.295	156.828	116.134	63.925
DL136	258.866	216.489	187.639	163.337	127.222	107.312	124.684	162	180.297
DL145	230.757	168.072	131.521	138.02	187.156	227.874	217.759	156.132	77.74
DL146	233.134	165.071	120.639	112.749	143.752	171.924	185.623	202.01	194.155
DL156	233.8	151.469	92.693	67.833	92.298	152.206	226.166	260.445	248.5
DL234	120.081	212.188	272.046	288.778	260.107	202.926	124.361	59.887	13.683
DL235	120.734	198.497	243.972	243.677	208.542	183.117	164.35	117.02	61.713
DL236	123.11	195.499	233.094	218.438	165.139	127.138	132.216	162.932	178.137
DL245	94.954	147.067	176.937	193.116	225.072	247.701	225.321	157.033	75.574
DL246	97.331	144.07	166.06	167.881	181.673	191.755	193.186	202.912	191.989
DL256	98.007	130.501	138.115	122.931	130.213	172.031	233.694	261.368	246.297
DL345	20.278	87.515	158.805	235.217	276.931	285.675	246.423	165.224	73.788
DL346	21.311	84.282	147.804	209.954	233.47	229.657	214.254	211.081	190.199
DL356	21.974	70.67	119.816	164.994	182.003	209.927	254.755	269.501	244.498
DL456	2.574	20.353	53.381	114.529	198.642	274.691	315.851	309.597	258.375
DL1234	295.959	300.725	293.124	265.528	223.988	169.907	103.046	49.553	11.301
DL1235	296.504	289.355	269.753	227.995	181.048	153.41	136.439	97.415	52.459
DL1236	298.47	286.828	260.667	206.947	144.85	106.752	109.647	135.649	149.472
DL1245	275.062	246.493	213.901	185.849	194.814	207.226	187.247	130.725	64.009
DL1246	277.038	244.004	204.827	164.815	158.66	160.609	160.461	168.955	160.979

DL1256	277.582	232.653	181.527	127.371	115.752	144.164	194.212	217.669	206.276
DL1345	211.682	196.639	198.661	220.914	237.987	238.843	204.793	137.517	62.485
DL1346	213.66	194.157	189.621	199.882	201.83	192.193	178.006	175.752	159.498
DL1356	214.202	182.799	166.285	162.433	158.922	175.752	211.792	224.471	204.798
DL1456	192.773	139.982	110.48	120.305	172.733	229.608	262.577	257.808	216.311
DL2345	98.504	179.128	236.505	266.827	269.571	255.334	211.066	138.296	60.686
DL2346	100.483	176.646	227.466	245.799	233.42	208.72	184.284	176.534	157.699
DL2356	101.08	165.339	204.176	208.36	190.517	192.28	218.067	225.246	202.957
DL2456	79.596	122.471	148.324	166.219	204.316	246.096	268.843	258.551	214.503
DL3456	16.692	72.7	133.126	201.291	247.499	277.731	286.438	265.363	213.027
DL12345	294.432	303.092	302.986	291.75	276.843	256.159	210.563	138.153	61.688
DL12346	296.398	300.567	293.906	270.713	240.688	209.543	183.781	176.391	158.701
DL12356	296.952	289.252	270.611	233.272	197.781	193.097	217.532	225.105	203.998
DL12456	275.51	246.39	214.76	191.126	211.549	246.916	268.343	258.443	215.515
DL13456	212.13	196.536	199.52	226.191	254.722	278.534	285.893	265.243	214.033
DL23456	98.962	179.061	237.369	272.107	286.306	295.022	292.159	265.986	212.225
DL123456	294.88	302.992	303.85	297.063	293.584	295.853	291.664	265.88	213.237
ENV	392.7	388.945	353.146	332.112	329.174	332.611	357.88	347.242	292.131
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1403.075	1389.122	1331.07	1304.006	1303.226	1304.052	1336.116	1351.431	1297.384

8.3 반력종합

8.3.3 A1 시점측 (단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	324.414	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	324.414
합성후	187.637	137.468	111.516	104.72	107.332	105.173	111.204	133.456	192.759
ADD	1005.253	1004.189	978.237	971.44	974.052	971.893	977.925	1000.177	1010.375
DB1	1.698	0.462	1.335	3.876	9.802	35.294	97.483	187.68	277.017
DB2	0.16	2.413	7.692	24.366	57.151	107.384	158.822	160.85	115.75
DB3	1.656	10.768	33.686	72.764	124.988	160.743	136.237	83.714	26.563
DB4	12.71	59.828	112.694	156.644	146.061	95.691	48.87	19.627	3.132
DB5	76.335	134.955	163.639	131.792	78.899	37.767	13.759	4.731	0.37
DB6	215.858	191.172	121.409	58.13	23.343	7.267	2.769	0.861	0.996
DB12	0.866	2.437	8.338	24.836	66.223	142.39	256.158	348.481	392.689
DB13	1.548	10.358	32.498	72.984	133.919	195.675	233.566	271.333	303.466
DB14	13.829	59.562	111.497	156.76	154.925	130.574	145.737	206.318	273.765
DB15	77.826	134.809	162.553	132.008	87.785	72.6	110.734	190.408	274.742
DB16	217.339	191.045	120.309	58.296	32.096	41.545	98.047	187.391	277.613
DB22	0.319	4.825	15.363	48.734	114.326	214.774	317.672	321.726	231.507
DB24	12.529	60.409	120.063	180.754	203.081	202.996	207.227	179.548	112.62
DB25	75.214	135.43	171.001	155.986	135.921	144.995	172.199	163.6	113.59
DB26	214.703	191.663	128.756	82.274	80.234	113.964	159.516	160.604	116.442
DB34	14.349	70.506	146.276	229.266	270.963	256.361	184.649	102.424	23.428
DB35	72.891	144.825	196.913	204.451	203.746	198.279	149.557	86.433	24.414
DB36	212.404	201.062	154.669	130.74	148.059	167.246	136.871	83.414	27.262
DB45	88.631	194.701	276.295	288.424	224.911	133.342	62.404	22.717	3.181
DB46	228.138	250.908	234.024	214.657	169.185	102.275	49.491	19.243	2.919
DB56	292.147	326.106	285.002	189.813	102.049	44.411	14.484	5.168	0.317
DB123	1.294	10.19	35.994	87.538	171.948	272.74	353.147	388.957	377.273
DB124	11.461	54.055	107.013	162.894	190.819	214.132	274.086	330.452	350.561
DB125	69.058	121.767	152.943	140.604	130.39	161.954	242.59	316.114	351.442
DB126	194.599	172.39	114.938	74.282	80.258	134.036	231.165	313.411	354.011
DB134	12.82	63.106	130.59	206.558	251.904	262.17	253.772	261.017	270.282
DB135	66.977	130.235	176.27	184.227	191.424	209.901	222.199	246.661	271.183
DB136	192.514	180.835	138.261	117.884	141.31	181.982	210.773	243.936	273.748
DB145	81.126	175.038	247.59	259.667	210.382	151.378	143.227	188.204	244.46
DB146	206.69	225.663	209.584	193.324	160.246	123.456	131.799	185.478	247.025

DB156	264.283	293.352	255.511	171.032	99.816	71.277	100.283	171.159	247.908
DB234	12.763	64.044	138.348	228.156	295.269	327.376	309.123	236.927	125.251
DB235	64.604	130.784	183.883	205.804	234.763	275.087	277.537	222.547	126.126
DB236	190.167	181.406	145.853	139.456	184.624	247.144	266.109	219.841	128.696
DB245	78.752	175.586	255.203	281.244	253.72	216.562	198.544	164.09	99.425
DB246	204.317	226.211	217.196	214.898	203.582	188.619	187.116	161.384	101.994
DB256	261.914	293.923	263.126	192.609	143.153	136.441	155.62	147.046	102.875
DB345	76.671	184.055	278.53	324.867	314.754	264.51	178.173	94.617	19.163
DB346	202.236	234.68	240.524	258.523	264.619	236.59	166.748	91.914	21.733
DB356	259.833	302.392	286.453	236.231	204.186	184.387	135.227	77.571	22.612
DB456	273.995	347.265	357.88	311.799	223.233	125.94	56.749	20.106	2.674
DB1234	10.561	53.093	114.426	190.318	252.769	299.011	330.584	338.158	312.046
DB1235	54.977	108.89	152.429	171.692	202.349	255.457	304.282	326.169	312.77
DB1236	159.614	151.075	120.769	116.411	160.585	232.178	294.768	323.908	314.929
DB1245	66.771	146.24	211.891	234.572	218.137	206.678	238.449	277.45	290.518
DB1246	171.406	188.423	180.208	179.288	176.372	183.399	228.936	275.208	292.658
DB1256	219.407	244.848	218.474	160.703	126	139.913	202.669	263.256	293.387
DB1345	65.047	153.293	231.316	270.92	269.006	246.646	221.471	219.562	223.623
DB1346	169.659	195.471	199.629	215.614	227.238	223.366	211.959	217.324	225.786
DB1356	217.685	251.905	237.922	197.055	176.871	179.883	185.693	205.372	226.515
DB1456	229.473	289.228	297.356	259.908	192.655	131.103	119.88	156.652	204.241
DB2345	63.083	153.769	237.646	288.898	305.107	300.943	267.577	199.474	102.762
DB2346	167.693	195.928	205.982	233.615	263.342	277.664	258.062	197.21	104.898
DB2356	215.694	252.354	244.25	215.033	212.994	234.182	231.801	185.285	105.655
DB2456	227.486	289.7	303.687	277.89	228.782	185.426	165.991	136.567	83.381
DB3456	225.764	296.757	323.134	314.24	279.65	225.372	149.012	78.681	16.509
DB12345	64.221	153.671	236.873	289.081	311.84	327.167	340.578	340.199	310.429
DB12346	168.833	195.85	205.187	233.795	270.052	303.884	331.061	337.934	312.565
DB12356	216.834	252.278	243.458	215.235	219.706	260.403	304.797	325.986	313.317
DB12456	228.624	289.604	302.914	278.092	235.493	211.626	238.987	277.289	291.047
DB13456	226.9	296.657	322.339	314.44	286.362	251.595	222.011	219.405	224.176
DB23456	224.936	297.133	328.669	332.418	322.463	305.891	268.116	199.314	103.292
DB123456	226.073	297.033	327.875	332.618	329.174	332.113	341.114	340.019	310.978
DL1	1.553	0.492	1.438	4.246	10.817	33.69	88.801	165.301	261.359
DL2	0.132	2.554	8.171	23.271	51.896	94.514	139.098	141.953	110.342
DL3	1.621	10.851	31.485	65.314	109.437	141.309	118.857	75.515	25.832
DL4	13.857	54.72	99.065	137.18	127.885	85.14	44.848	19.368	3.195
DL5	72.749	119.346	143.91	115.178	70.634	35.251	13.656	5.034	0.332
DL6	202.104	170.298	108.193	53.068	22.582	7.938	2.989	0.914	0.933

DL12	0.844	2.576	9.036	24.64	61.711	127.777	227.698	307.182	371.623
DL13	1.483	10.377	30.684	66.368	119.081	174.511	207.424	240.724	287.022
DL14	13.702	54.165	98.116	138.093	137.431	118.26	132.89	183.546	258.443
DL15	74.076	119.131	143.155	116.194	80.217	68.33	101.841	168.46	259.183
DL16	203.387	170.102	107.433	53.999	31.97	40.276	89.756	165.117	261.799
DL22	0.263	5.109	16.343	46.57	103.757	188.991	278.22	283.877	220.721
DL24	13.576	55.664	106.682	160.149	179.582	179.556	183.439	160.276	107.571
DL25	71.637	120.12	151.516	138.218	122.36	129.568	152.307	145.117	108.293
DL26	200.994	171.106	115.834	76.03	74.117	101.516	140.226	141.781	110.952
DL34	15.472	65.53	130.44	202.331	237.229	226.401	163.185	93.856	23.085
DL35	69.65	129.184	174.932	180.342	179.91	176.32	132.009	78.649	23.802
DL36	199.003	180.163	139.213	118.146	131.66	148.261	119.892	75.307	26.457
DL45	85.049	173.728	242.823	252.293	198.435	120.217	58.229	22.881	3.123
DL46	214.395	224.672	207.051	190.034	150.145	92.128	45.901	19.085	2.929
DL56	274.79	289.614	252.032	168.057	92.943	42.335	14.845	5.431	0.245
DL123	1.272	10.954	34.712	80.613	153.846	242.11	311.872	344.379	357.646
DL124	12.095	49.675	95.276	145.086	170.294	191.44	244.772	292.905	331.894
DL125	65.672	107.956	135.757	125.394	118.835	146.514	216.82	279.33	332.568
DL126	182.098	153.866	103.62	69.409	75.396	121.268	205.938	276.331	334.945
DL134	13.795	58.535	116.654	183.077	222.196	233.642	226.592	233.163	255.837
DL135	63.925	116.134	156.828	163.294	170.627	188.577	198.518	219.491	256.491
DL136	180.299	162	124.684	107.311	127.223	163.338	187.64	216.493	258.868
DL145	77.741	156.132	217.76	227.872	187.157	138.021	131.522	168.074	230.759
DL146	194.157	202.011	185.624	171.923	143.753	112.749	120.639	165.073	233.135
DL156	248.502	260.446	226.167	152.205	92.299	67.833	92.694	151.471	233.802
DL234	13.683	59.887	124.361	202.925	260.108	288.78	272.047	212.191	120.081
DL235	61.713	117.02	164.351	183.116	208.543	243.678	243.973	198.5	120.734
DL236	178.139	162.932	132.216	127.138	165.14	218.439	233.095	195.502	123.111
DL245	75.574	157.033	225.321	247.7	225.072	193.117	176.938	147.069	94.955
DL246	191.991	202.912	193.187	191.754	181.674	167.882	166.061	144.072	97.332
DL256	246.299	261.368	233.695	172.03	130.213	122.931	138.115	130.503	98.008
DL345	73.788	165.224	246.424	285.673	276.933	235.218	158.805	87.516	20.279
DL346	190.201	211.081	214.254	229.655	233.471	209.955	147.805	84.283	21.311
DL356	244.501	269.501	254.756	209.926	182.004	164.995	119.817	70.671	21.974
DL456	258.377	309.597	315.852	274.689	198.643	114.53	53.381	20.354	2.574
DL1234	11.301	49.553	103.046	169.906	223.988	265.53	293.126	300.73	295.96
DL1235	52.459	97.415	136.439	153.409	181.048	227.996	269.754	289.36	296.505
DL1236	149.474	135.649	109.648	106.752	144.851	206.949	260.668	286.833	298.471
DL1245	64.009	130.725	187.248	207.224	194.815	185.85	213.902	246.498	275.064

DL1246	160.981	168.955	160.462	160.608	158.661	164.816	204.828	244.009	277.039
DL1256	206.279	217.669	194.213	144.163	115.753	127.371	181.527	232.657	277.584
DL1345	62.485	137.517	204.794	238.842	237.988	220.915	198.662	196.642	211.683
DL1346	159.5	175.752	178.006	192.192	201.831	199.883	189.622	194.16	213.662
DL1356	204.8	224.472	211.793	175.751	158.923	162.434	166.286	182.802	214.203
DL1456	216.314	257.808	262.578	229.607	172.734	120.306	110.481	139.984	192.774
DL2345	60.686	138.296	211.066	255.332	269.572	266.829	236.506	179.131	98.504
DL2346	157.701	176.534	184.285	208.719	233.421	245.8	227.467	176.649	100.483
DL2356	202.959	225.246	218.068	192.279	190.518	208.361	204.177	165.341	101.081
DL2456	214.505	258.551	268.844	246.094	204.317	166.219	148.325	122.473	79.596
DL3456	213.029	265.363	286.439	277.729	247.501	201.292	133.127	72.701	16.692
DL12345	61.688	138.153	210.564	256.157	276.845	291.752	302.987	303.097	294.433
DL12346	158.703	176.391	183.782	209.541	240.689	270.714	293.907	300.572	296.399
DL12356	204	225.105	217.533	193.096	197.782	233.273	270.612	289.257	296.953
DL12456	215.517	258.443	268.344	246.914	211.55	191.127	214.761	246.394	275.512
DL13456	214.035	265.243	285.893	278.532	254.723	226.192	199.52	196.539	212.131
DL23456	212.227	265.986	292.16	295.02	286.307	272.109	237.37	179.064	98.962
DL123456	213.239	265.88	291.665	295.851	293.585	297.065	303.852	302.998	294.882
ENV	292.147	347.265	357.88	332.618	329.174	332.113	353.147	388.957	392.689
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1297.4	1351.454	1336.116	1304.059	1303.227	1304.006	1331.071	1389.133	1403.065

8.3.4 A2 시점측 (단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	324.414	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	324.414
합성후	192.759	133.456	111.204	105.173	107.332	104.72	111.516	137.468	187.637
ADD	1010.375	1000.177	977.925	971.893	974.052	971.44	978.237	1004.189	1005.253
DB1	1.712	0.472	1.329	3.958	10.1	35.61	97.95	192.218	274.134
DB2	0.145	2.835	7.724	24.805	57.785	107.701	159.14	160.962	114.199
DB3	1.577	11.904	33.847	73.527	125.553	160.541	136.117	81.82	26.262
DB4	12.787	61.847	112.898	157.074	145.678	94.896	48.666	18.219	3.214
DB5	77.4	135.796	163.47	131.584	78.218	37.201	13.693	4.103	0.403
DB6	218.342	188.247	120.934	57.774	22.913	7.081	2.773	0.746	0.986
DB12	0.865	2.867	8.355	25.355	67.17	143.032	256.943	353.142	388.265
DB13	1.477	11.506	32.643	73.834	134.802	195.801	233.914	273.987	300.294
DB14	13.924	61.561	111.684	157.272	154.855	130.105	146.005	209.319	271.018
DB15	78.91	135.624	162.368	131.886	87.418	72.359	111.13	194.283	271.934
DB16	219.838	188.097	119.819	58.024	31.976	41.678	98.516	191.84	274.739
DB22	0.288	5.668	15.427	49.61	115.594	215.409	318.308	321.951	228.405
DB24	12.576	62.84	120.305	181.619	203.33	202.518	207.346	178.115	111.194
DB25	76.241	136.707	170.87	156.215	135.874	144.745	172.446	163.042	112.103
DB26	217.145	189.177	128.321	82.355	80.435	114.088	159.836	160.619	114.889
DB34	14.349	73.657	146.639	230.455	271.142	255.365	184.33	98.984	23.251
DB35	73.844	146.913	196.899	205.004	203.632	197.514	149.368	83.872	24.176
DB36	214.771	199.387	154.352	131.144	148.192	166.855	136.754	81.426	26.958
DB45	89.769	197.57	276.329	288.646	223.847	131.979	62.127	20.686	3.312
DB46	230.692	250.012	233.753	214.727	168.366	101.286	49.289	17.717	3.005
DB56	295.692	324.023	284.358	189.245	100.933	43.652	14.425	4.42	0.346
DB123	1.204	11.599	36.159	88.699	173.315	273.139	353.746	391.446	373.023
DB124	11.512	56.247	107.216	163.751	191.328	213.996	274.614	333.255	346.694
DB125	69.999	122.894	152.811	140.889	130.633	162.023	243.232	319.704	347.52
DB126	196.814	170.131	114.533	74.433	80.724	134.441	231.874	317.516	350.03
DB134	12.828	65.953	130.902	207.705	252.35	261.568	253.905	262.013	267.539
DB135	67.852	132.093	176.244	184.803	191.605	209.507	222.449	248.448	268.384
DB136	194.662	179.306	137.962	118.326	141.715	181.924	211.089	246.239	270.89
DB145	82.169	177.592	247.605	259.94	209.703	150.445	143.404	190.3	242.044
DB146	209.007	224.83	209.325	193.462	159.791	122.86	132.042	188.09	244.55
DB156	267.49	291.454	254.917	170.598	99.094	70.886	100.641	174.559	245.379

DB234	12.734	67.255	138.71	229.621	296.002	326.764	309.122	233.932	123.698
DB235	65.427	133.057	183.906	206.697	235.233	274.685	277.653	220.343	124.516
DB236	192.263	180.293	145.603	140.215	185.317	247.078	266.291	218.154	127.027
DB245	79.744	178.556	255.266	281.833	253.329	215.621	198.587	162.196	98.198
DB246	206.582	225.795	216.986	215.354	203.415	188.015	187.225	160.007	100.708
DB256	265.069	292.441	262.581	192.492	142.719	136.042	155.844	146.456	101.534
DB345	77.597	187.755	278.699	325.748	314.303	263.106	177.823	90.921	19.06
DB346	204.434	234.994	240.419	259.27	264.391	235.522	166.464	88.734	21.57
DB356	262.922	301.64	286.014	236.406	203.691	183.524	135.058	75.178	22.395
DB456	277.251	347.215	357.483	311.675	221.882	124.539	56.502	18.172	2.794
DB1234	10.543	55.778	114.716	191.605	253.617	298.746	330.934	339.073	308.598
DB1235	55.677	110.766	152.437	172.502	202.977	255.366	304.729	327.742	309.275
DB1236	161.375	150.13	120.55	117.109	161.399	232.368	295.27	325.912	311.385
DB1245	67.612	148.697	211.932	235.128	218.048	206.139	238.835	279.282	287.342
DB1246	173.309	188.058	180.022	179.733	176.469	183.141	229.377	277.47	289.433
DB1256	222.051	243.595	218.009	160.671	125.875	139.826	203.206	266.174	290.116
DB1345	65.832	156.358	231.445	271.719	268.867	245.721	221.53	219.892	221.384
DB1346	171.505	195.714	199.531	216.302	227.285	222.721	212.073	218.084	223.497
DB1356	220.273	251.26	237.544	197.265	176.696	179.408	185.903	206.788	224.181
DB1456	232.203	289.164	297.012	259.866	191.764	130.181	120.029	158.326	202.226
DB2345	63.826	157.18	237.817	289.961	305.209	300.012	267.525	196.479	101.514
DB2346	169.496	196.518	205.924	234.567	263.629	277.013	258.064	194.644	103.6
DB2356	218.239	252.056	243.913	215.508	213.059	233.702	231.899	183.376	104.311
DB2456	230.173	289.983	303.384	278.112	228.13	184.497	166.028	134.915	82.356
DB3456	228.394	297.647	322.919	314.704	278.948	224.057	148.722	75.528	16.421
DB12345	64.978	157.065	237.032	290.21	312.179	326.48	340.875	340.614	307.028
DB12346	170.651	196.422	205.119	234.812	270.576	303.478	331.413	338.778	309.114
DB12356	219.394	251.962	243.11	215.776	220.008	260.167	305.246	327.487	309.821
DB12456	231.325	289.868	302.6	278.379	235.078	210.942	239.375	279.047	287.87
DB13456	229.545	297.53	322.113	314.97	285.896	250.524	222.071	219.662	221.934
DB23456	227.539	298.352	328.484	333.212	322.238	304.815	268.064	196.245	102.041
DB123456	228.689	298.234	327.678	333.478	329.186	331.281	341.413	340.36	307.574
DL1	1.582	0.496	1.433	4.322	11.132	34.039	89.37	171.395	256.293
DL2	0.115	3.004	8.192	23.759	52.642	94.954	139.602	142.45	108.104
DL3	1.518	12.1	31.661	66.228	110.208	141.068	118.682	73.459	25.564
DL4	13.858	56.912	99.345	137.752	127.346	84.146	44.617	17.82	3.313
DL5	74.161	120.098	143.63	114.85	69.803	34.608	13.598	4.36	0.37
DL6	206.231	166.247	107.526	52.655	22.102	7.749	3.001	0.793	0.916
DL12	0.85	3.032	9.033	25.197	62.798	128.575	228.772	313.789	364.329

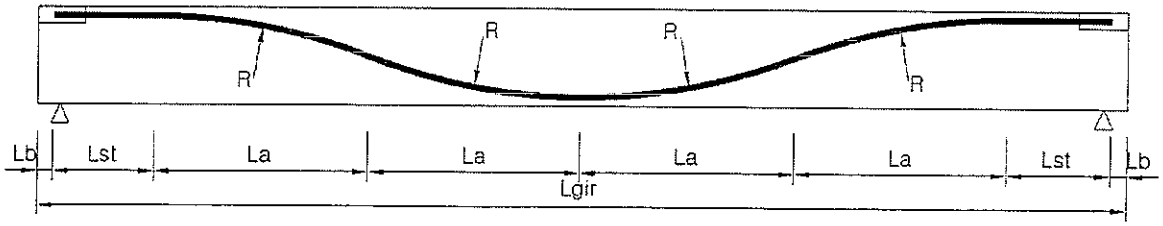
DL13	1.391	11.634	30.837	67.363	120.195	174.631	207.819	244.774	281.703
DL14	13.715	56.359	98.369	138.741	137.232	117.626	133.242	187.93	253.607
DL15	75.522	119.843	142.854	115.946	79.725	68.046	102.343	173.833	254.221
DL16	207.542	166.015	106.745	53.664	31.825	40.434	90.333	171.124	256.736
DL22	0.23	6.01	16.385	47.545	105.25	189.873	279.228	284.872	216.245
DL24	13.543	58.299	106.994	161.203	179.788	179.002	183.726	159.05	105.549
DL25	72.998	121.343	151.27	138.377	122.274	129.367	152.744	144.882	106.146
DL26	205.065	167.528	115.2	76.101	74.378	101.757	140.738	142.182	108.703
DL34	15.372	68.965	130.893	203.811	237.458	225.165	162.792	90.077	23.032
DL35	70.881	131.323	174.817	180.927	179.85	175.441	131.768	75.865	23.621
DL36	202.944	177.501	138.712	118.644	131.947	147.824	119.726	73.159	26.176
DL45	86.435	176.717	242.82	252.537	197.065	118.582	57.927	20.658	3.299
DL46	218.492	222.857	206.659	190.189	149.12	90.935	45.68	17.415	3.049
DL56	280.323	286.315	251.085	167.311	91.624	41.49	14.803	4.634	0.277
DL123	1.166	12.49	34.874	81.949	155.522	242.615	312.681	348.473	350.845
DL124	12.075	52.054	95.535	146.108	170.788	191.267	245.543	297.298	325.528
DL125	66.929	109.025	135.517	125.61	119.066	146.656	217.726	284.614	326.089
DL126	185.794	150.614	103.031	69.547	75.939	121.808	206.911	282.186	328.375
DL134	13.715	61.634	117.04	184.484	222.711	232.854	226.751	235.257	251.243
DL135	65.065	118.025	156.706	163.894	170.882	188.109	198.814	222.48	251.783
DL136	183.877	159.572	124.214	107.833	127.789	163.267	188.003	220.054	254.069
DL145	79.022	158.782	217.735	228.158	186.227	136.872	131.777	171.36	226.486
DL146	197.878	200.34	185.251	172.131	143.134	111.998	120.963	168.931	228.772
DL156	253.512	257.442	225.296	151.607	91.417	67.396	93.152	156.219	229.326
DL234	13.561	63.383	124.801	204.696	260.987	288.065	272.148	209.238	118.02
DL235	62.776	119.371	164.277	184.082	209.163	243.284	244.211	196.443	118.558
DL236	181.642	160.962	131.795	128.026	166.072	218.443	233.401	194.017	120.844
DL245	76.78	160.142	225.346	248.352	224.508	192.043	177.136	145.308	93.216
DL246	195.636	201.701	192.863	192.328	181.422	167.205	166.327	142.883	95.502
DL256	251.233	258.824	232.872	171.797	129.697	122.569	138.516	130.203	96.064
DL345	74.876	169.159	246.567	286.71	276.392	233.533	158.39	83.5	20.287
DL346	193.729	210.694	214.049	230.613	233.242	208.668	147.461	80.8	21.251
DL356	249.316	267.781	254.052	210.077	181.511	164.023	119.608	68.078	21.801
DL456	263.334	308.641	315.248	274.533	196.97	112.877	53.118	18.242	2.734
DL1234	11.207	52.473	103.395	171.443	224.978	265.204	293.637	302.849	290.454
DL1235	53.372	99.347	136.363	154.275	181.822	227.937	270.379	292.225	290.904
DL1236	152.42	133.979	109.281	107.552	145.884	207.221	261.35	290.174	292.794
DL1245	65.04	133.288	187.253	207.829	194.602	185.224	214.494	249.61	269.826
DL1246	164.044	167.919	160.177	161.148	158.707	164.521	205.476	247.597	271.725

DL1256	210.416	215.52	193.512	144.03	115.58	127.339	182.288	236.987	272.176
DL1345	63.418	140.767	204.898	239.766	237.793	219.78	198.745	197.842	207.92
DL1346	162.465	175.401	177.82	193.052	201.896	199.079	189.762	195.836	209.823
DL1356	208.841	223.01	211.191	175.938	158.769	161.893	166.538	185.22	210.271
DL1456	220.472	256.979	262.057	229.533	171.593	119.197	110.7	142.649	189.205
DL2345	61.556	141.928	211.21	256.562	269.683	265.756	236.541	176.125	96.853
DL2346	160.604	176.566	184.139	209.883	233.792	245.059	227.559	174.119	98.756
DL2356	206.936	224.167	217.506	192.771	190.669	207.882	204.381	163.554	99.258
DL2456	218.6	258.104	268.364	246.325	203.481	165.173	148.495	120.932	78.138
DL3456	217.026	265.603	286.058	278.28	246.684	199.737	132.788	69.261	16.701
DL12345	62.584	141.758	210.692	257.447	277.212	290.948	303.449	304.67	288.993
DL12346	161.632	176.396	183.621	210.767	241.316	270.242	294.425	302.621	290.883
DL12356	208.004	223.998	216.956	193.65	198.19	233.063	271.243	292.048	291.343
DL12456	219.638	257.969	267.848	247.206	210.971	190.35	215.358	249.433	270.265
DL13456	218.059	265.455	285.497	279.144	254.162	224.906	199.609	197.666	208.359
DL23456	216.188	266.58	291.804	295.937	286.052	270.885	237.411	175.985	97.301
DL123456	217.225	266.447	291.293	296.829	293.587	296.11	304.319	304.497	289.432
ENV	295.692	347.215	357.483	333.478	329.186	331.281	353.746	391.446	388.265
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(Σ)	1306.067	1347.391	1335.408	1305.371	1303.239	1302.721	1331.983	1395.635	1393.518

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

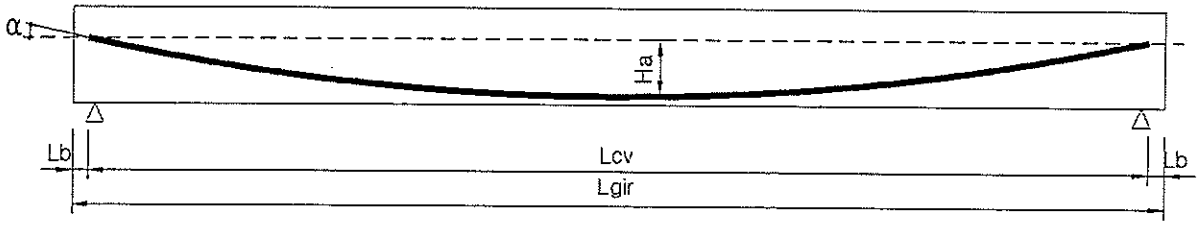
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 191969 N

(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)

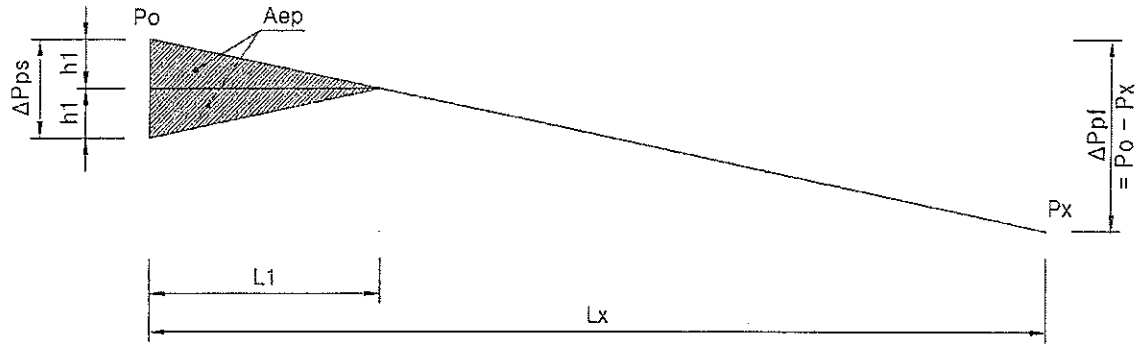
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	429919
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	388189
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	345913
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	21924	2995920	11.690	512571	0
T3	19.579	19827	2995920	12.292	487444	0
T4	19.566	17680	2995920	13.018	460291	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	3600000	-429919	0	3170081	-0.639012	4
T3	3600000	-388189	0	3211811	-0.639012	1
T4	3600000	-345913	0	3254087	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.771	15.544	-2.778	12.766	87.833	219.283
T4	7.874	7.670	-2.778	4.893	33.662	84.041
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.670	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-47.711
Σ	23.315	23.214	-8.333	14.881	102.385	255.614

Δfpe의 평균치 : 34.128 MPa

ΔPpe의 평균치 : 85.205 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	3600000	-429919	0	47711	3217791	-0.63901	-2056209
T3	3600000	-388189	0	-219283	2992528	-0.63901	-1912263
T4	3600000	-345913	0	-84041	3170047	-0.63901	-2025699
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					10388397	-0.61966	-6487111

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	10388	-0.620	-6487.11	
합성전 고정하중		bl			3023.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1512.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3043.60	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9362 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10388}{0.0084607} = -1227.841 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9362}{0.8384} + \frac{-7422}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.936	28.204	408.169	-1227.841	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3023.00}{0.36724} \cdot y$$

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			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			8.702	-6.115	49.675	-32.010	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1512.90}{0.84228} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
fal	MPa	1.384	0.996	1.106	-2.127	5.708	-12.116	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3043.6 + 0}{0.84228} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
fll	MPa	2.783	2.003	2.225	-4.279	11.483	-24.375	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.4549} + n \cdot \frac{320.9}{0.8423} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
fsh	MPa	0.103	0.021	0.023	-0.663	-0.160	3.940	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.90 - 7 \times 6.82 = 155.140$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.98 + -8.08 = 16.90$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.94 + -1.87 = -6.82$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9362}{0.8384} + \frac{-7422}{0.33282} \quad -0.620 = 24.985 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3023}{0.36724} \quad -0.601 = -4.944 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1513}{0.84228} \quad -1.042 = -1.872 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -155.140 \times 0.0085 = -1312.594$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1312.594}{1.4549} + n \cdot \frac{1367.637}{0.8423} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
fcr	MPa	0.439	0.088	0.098	-2.825	-0.681	16.794	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17\ + 49.68\ + 5.71\ ) \times\ 0.03\ =\ 13.907\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.907 \times 0.0025 = -34.961\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.961}{1.4549} + n \cdot \frac{-17.161}{0.8423} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
frgb	MPa	-0.037	-0.033	-0.037	0.000	-0.220	-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	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	155.140	11.582
T2	0.002497	172.202	19.110	36.400	155.140	11.458
T3	0.002497	155.487	-87.833	36.400	155.140	23.322
T4	0.002497	138.553	-33.662	36.400	155.140	19.090
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008461	663.965	-102.385	145.600	620.560	65.453
avg	0.002115	165.991	-25.596	36.400	155.140	16.363

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.363 \times 0.0085 = -138.44\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-138.44}{1.4549} + n \cdot \frac{144.25}{0.8423} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
frgs	MPa	0.046	0.009	0.010	-0.298	-0.072	1.771	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 3.6724E+11 / 27804.0636 \times 2617920000 = 155.853$

$B = 1 + m = 1 + 155.853 = 156.853$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 155.853 \times 0.12 = -17.645 \cdot m$

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

$= 1.118 + 0.404 + 155.853 \times 0.005 + 155.853 \times 0.014$

$= 4.514$

$P = (1383.68 + 1149.38941) / 2 \times (138.7 \times 61)$

$= 10715770 \ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1477699.676 \ N$

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

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

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

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

$= -174809.364 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 93463.537 \ N$

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

$= 10514.210 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.594$ MPa

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

$= 2.825$ 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

$= 1.889$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.139$ MPa

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

$= -0.204$ MPa

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

$= 0.417$ MPa

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

$= -0.118$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.594	2.625	-6.625	1.889	-5.841	1.527	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.118	0.368	-0.096	
f2	MPa	2.455	2.621	-6.207	1.770	-5.473	1.431	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G8거더 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	10388	-0.620	-6487.11	
합성전 고정하중		bl			3423.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1412.20	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2700.30	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9362 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10388}{0.0084607} = -1227.841 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9362}{0.8384} + \frac{-7422}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.936	28.204	408.169	-1227.841	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3423.60}{0.36724} \cdot y$$

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			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			9.855	-6.925	56.258	-36.252	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1412.20}{0.86798} \cdot y$$

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	0.832	0.592	0.592	-1.208	0.467	-1.066	
fal	MPa	1.218	0.867	0.963	-1.965	4.920	-11.225	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2700.3 + 0}{0.86798} \cdot y$$

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	0.832	0.592	0.592	-1.208	0.467	-1.066	
fll	MPa	2.330	1.658	1.842	-3.758	9.407	-21.464	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.5035} + n \cdot \frac{320.9}{0.8680} \cdot y$$

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	0.832	0.592	0.592	-1.208	0.467	-1.066	
fsh	MPa	0.092	0.013	0.014	-0.651	-0.208	3.877	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.90 - 7 \times 7.29 = 151.788$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25 + -8.08 = 16.90$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.60 + -1.70 = -7.29$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9362}{0.8384} + \frac{-7422}{0.33282} -0.620 = 24.985 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3424}{0.36724} -0.601 = -5.600 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1412}{0.86798} -1.042 = -1.695 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -151.788 \times 0.0085 = -1284.229$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1284.229}{1.5035} + n \cdot \frac{1338.083}{0.8680} \cdot y$$

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	0.832	0.592	0.592	-1.208	0.467	-1.066	
fcr	MPa	0.386	0.053	0.059	-2.716	-0.868	16.166	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17\ + 56.26\ + 4.92\ ) \times 0.03 = 14.080\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.080 \times 0.0025 = -35.398\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.398}{1.5035} + n \cdot \frac{-17.375}{0.8680} \cdot y$$

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	0.832	0.592	0.592	-1.208	0.467	-1.066	
frgb	MPa	-0.036	-0.032	-0.035	0.001	-0.213	-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	197.722	0.000	36.400	151.788	11.750
T2	0.002497	172.202	19.110	36.400	151.788	11.625
T3	0.002497	155.487	-87.833	36.400	151.788	23.490
T4	0.002497	138.553	-33.662	36.400	151.788	19.258
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008461	663.965	-102.385	145.600	607.150	66.123
avg	0.002115	165.991	-25.596	36.400	151.788	16.531

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.531 \times 0.0085 = -139.86\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-139.86}{1.5035} + n \cdot \frac{145.73}{0.8680} \cdot y$$

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	0.832	0.592	0.592	-1.208	0.467	-1.066	
frgs	MPa	0.042	0.006	0.006	-0.296	-0.095	1.761	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.36723794 / 27804.0636 \times 0.00261792 = 155.853$

$B = 1 + m = 1 + 155.853 = 156.853$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 155.853 \times 0.12 = -17.645\ m$

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

$= 1.118 + 0.404 + 155.853 \times 0.005 + 155.853 \times 0.014$

$= 4.514$

$P = (1383.68 + 1152.9785) / 2 \times 138.7 \times 61 = 10730953\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1623494.188\ N$

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

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

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

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

$= -193203.394\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 93463.537\ N$

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

$= 10514.210\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.903$ MPa

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

$= 3.051$ MPa

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

$= -7.282$ MPa

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

$= 2.077$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.139$ MPa

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

$= -0.204$ MPa

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

$= 0.417$ MPa

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

$= -0.118$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.903	3.051	-7.282	2.077	-6.421	1.680	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.118	0.368	-0.096	
f2	MPa	2.763	2.847	-6.864	1.959	-6.053	1.584	

10.3 G9거더 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	10388	-0.620	-6487.11	
합성전 고정하중		bl			3032.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1518.70	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3048.90	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9362 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10388}{0.0084607} = -1227.841 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9362}{0.8384} + \frac{-7422}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.936	28.204	408.169	-1227.841	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3032.00}{0.36724} \cdot y$$

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			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			8.728	-6.133	49.823	-32.105	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1518.70}{0.84228} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
fal	MPa	1.389	0.999	1.110	-2.135	5.730	-12.163	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3048.9 + 0}{0.84228} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
fll	MPa	2.788	2.006	2.229	-4.286	11.503	-24.417	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.4549} + n \cdot \frac{320.9}{0.8423} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
fsh	MPa	0.103	0.021	0.023	-0.663	-0.160	3.940	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.90 - 7 \times 6.84 = 154.987$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.98 + -8.08 = 16.90$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.96 + -1.88 = -6.84$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9362}{0.8384} + \frac{-7422}{0.33282} \quad -0.620 = 24.985 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3032}{0.36724} \quad -0.601 = -4.959 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1519}{0.84228} \quad -1.042 = -1.879 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -154.987 \times 0.0085 = -1311.297$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1311.297}{1.4549} + n \cdot \frac{1366.286}{0.8423} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
fcr	MPa	0.438	0.088	0.098	-2.822	-0.680	16.777	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 408.17 + 49.82 + 5.73\ ) \times 0.03 = 13.912\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.912 \times 0.0025 = -34.974\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.974}{1.4549} + n \cdot \frac{-17.167}{0.8423} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
frgb	MPa	-0.037	-0.033	-0.037	0.000	-0.220	-0.018	

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	154.987	11.590
T2	0.002497	172.202	19.110	36.400	154.987	11.466
T3	0.002497	155.487	-87.833	36.400	154.987	23.330
T4	0.002497	138.553	-33.662	36.400	154.987	19.098
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008461	663.965	-102.385	145.600	619.947	65.484
avg	0.002115	165.991	-25.596	36.400	154.987	16.371

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.371 \times 0.0085 = -138.51\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-138.51}{1.4549} + n \cdot \frac{144.32}{0.8423} \cdot y$$

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	0.856	0.616	0.616	-1.184	0.491	-1.042	
frgs	MPa	0.046	0.009	0.010	-0.298	-0.072	1.772	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.36723794 / 27804.0636 \times 0.00261792 = 155.853$

$B = 1 + m = 1 + 155.853 = 156.853$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 155.853 \times 0.12 = -17.645\ m$

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

$= 1.118 + 0.404 + 155.853 \times 0.005 + 155.853 \times 0.014$

$= 4.514$

$P = (1383.68 + 1149.55349) / 2 \times 138.7 \times 61 = 10716464\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1480954.286\ N$

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

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

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

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

$= -175219.588\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 93463.537\ N$

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

$= 10514.210\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.601$ MPa

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

$= 2.830$ MPa

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

$= -6.639$ MPa

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

$= 1.893$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.139$ MPa

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

$= -0.204$ MPa

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

$= 0.417$ MPa

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

$= -0.118$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.601	2.830	-6.639	1.893	-5.854	1.531	
fsh2	MPa	-0.139	-0.204	0.417	-0.118	0.368	-0.096	
f2	MPa	2.462	2.626	-6.222	1.775	-5.486	1.435	

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			-11.936	28.204	408.169	-1227.841	
계				1.574	18.241	408.169	-1227.841	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.702	-6.115	49.675	-32.010	
4	fal	1.384	0.996	1.106	-2.127	5.708	-12.116	
5	fll	2.783	2.003	2.225	-4.279	11.483	-24.375	
6	fsh	0.103	0.021	0.023	-0.663	-0.160	3.940	
7	fcr	0.439	0.088	0.098	-2.825	-0.681	16.794	
8	frgb	-0.037	-0.033	-0.037	0.000	-0.220	-0.018	
9	frgs	0.046	0.009	0.010	-0.298	-0.072	1.771	
10	f2	2.455	2.621	-6.207	1.770	-5.473	1.431	
계		7.172	5.705	7.494	3.705	468.429	-1272.424	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3217.791	2992.528	3170.047	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	±0.0000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1198.641	1269.746	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~G8거더 응력산출

1) G2~G8거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.833

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			-11.936	28.204	408.169	-1227.841	
계				1.574	18.241	408.169	-1227.841	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.855	-6.925	56.258	-36.252	
4	fal	1.218	0.867	0.963	-1.965	4.920	-11.225	
5	fll	2.330	1.658	1.842	-3.758	9.407	-21.464	
6	fsh	0.092	0.013	0.014	-0.651	-0.208	3.877	
7	fcr	0.386	0.053	0.059	-2.716	-0.868	16.166	
8	frgb	-0.036	-0.032	-0.035	0.001	-0.213	-0.014	
9	frgs	0.042	0.006	0.006	-0.296	-0.095	1.761	
10	f2	2.763	2.847	-6.864	1.959	-6.053	1.584	
계		6.796	5.411	7.413	3.888	471.317	-1273.410	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3217.791	2992.528	3170.047	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1198.641	1269.746	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 G9거더 응력산출

1) G9거더 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			-11.936	28.204	408.169	-1227.841	
계				1.574	18.241	408.169	-1227.841	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.728	-6.133	49.823	-32.105	
4	fal	1.389	0.999	1.110	-2.135	5.730	-12.163	
5	fll	2.788	2.006	2.229	-4.286	11.503	-24.417	
6	fsh	0.103	0.021	0.023	-0.663	-0.160	3.940	
7	fcr	0.438	0.088	0.098	-2.822	-0.680	16.777	
8	frgb	-0.037	-0.033	-0.037	0.000	-0.220	-0.018	
9	frgs	0.046	0.009	0.010	-0.298	-0.072	1.772	
10	f2	2.462	2.626	-6.222	1.775	-5.486	1.435	
계		7.189	5.717	7.514	3.678	468.607	-1272.621	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3217.791	2992.528	3170.047	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	0.00000
fps	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1198.641	1269.746	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	3023.00	30891	0.3672	42.22
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8423	10.62
프리스트레스 도입직후	-7421.91	30891	0.3328	-114.37
프리스트레스 손실	1001.04	30891	0.8423	6.10
활하중	3043.60	30891	0.8423	18.53

(2) G2~G8 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	3423.60	30891	0.3672	47.81
합성후 고정하중	1412.20	30891	0.8680	8.78
프리스트레스 도입직후	-7421.91	30891	0.3328	-114.37
프리스트레스 손실	1001.04	30891	0.8423	6.10
활하중	2700.30	30891	0.8423	16.44

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

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%)

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

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

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -114.37) = -38.18 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 42.22 + 10.62 + -108.28)

= 12.95 mm

(4) G2~G8 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -114.37) = -38.18 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 47.81 + 8.78 + -108.28)

= 17.19 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G8 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-47.49	-47.49	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-85.68	-85.68	
바닥판 타설 후	-43.46	-37.86	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-13.79	-5.80	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	18.53	16.44	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 18.53 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G8 거더

δv = 16.44 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 18082540.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2750.0	mm	(압축 플랜지의 폭)		
dp =	1897.8	mm			
Ap1 =	0.0084607	m^2	=	8460.7 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) = 0.001621

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)] = 1829.2 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 245.2 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 245.2 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.110

qp (=0.11) < 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)] = 36263.04 kN · m

Φ · Mn (=36263.038) > Mu (=18082.54) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18813.401 kN · m

fpe = 23.428 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-18813.401 < Φ · Mn (=36263.038) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G9 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	475.80	3.92
합성전	302.82	1.53
합성후	179.85	7.70
활하중	383.46	18.10

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2070.5 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) = 7243.4 kN · m

fpe = 23.428 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 50.91 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1451.91 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 207399.89 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 207399.89 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 8890128 N = 8890.13 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11414534 / 838423 = 13.614 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10388397 × 0.1995 = 2072120.86 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8890.1 kN

3) øVc = 0.80 × 8890.1 = 7112.1 kN

1/2 øVc = 3,556.051 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 G9 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	302.82	162.72
합성후	179.81	84.70
활하중	383.48	199.80

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2042.8 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) = 7243.4 kN · m

fpe = 23.428 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 751.22 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 = 1451.90 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 14545.19 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 14545.19 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3776622.64 N = 3776.62 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11414534 / 838423 = 13.614 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10388397 × 0.1995 = 2072120.86 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3776.6 kN

3) øVc = 0.80 × 3776.6 = 3021.3 kN

1/2 øVc = 1,510.649 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 G9 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	359.15	1442.90
합성전	249.79	965.53
합성후	143.35	552.90
활하중	332.76	1144.50

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1693.4 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) = 7243.4 kN · m

fpe = 23.428 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 4434.63 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 = 359.15 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1226.52 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 2453.58 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 2453.58 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3776622.64 N = 3776.62 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11414534 / 838423 = 13.614 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10388397 × 0.1995 = 2072120.86 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 2453.6 kN

3) øVc = 0.80 × 2453.6 = 1962.9 kN

1/2 øVc = 981.433 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

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.074$$

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

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.194$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 957000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.194 \times 957000 = 185658$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 185658 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.169$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 958.5 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.734$ 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 = 383.5 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.294 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 0.734 + 2.15 x 0.294

= 1.586 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(0.734 + 0.294 + 0.054)

= 1.407 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.054 + 0.169)

= 0.290 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.

- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 m²

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²

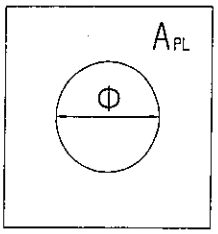
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

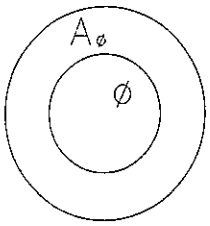
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m^2)$	$A\Phi(m^2)$	$\Phi(m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/18연선	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	3,600,000	3,217,791	2,672 941
T3	3,600,000	2,992,528	2,485,820
T4	3,600,000	3,170,047	2,633,281
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	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/18연선	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	15.2/18연선	3,600,000	0.115	31.3	34.1	O.K
T3	15.2/18연선	3,600,000	0.115	31.3	34.1	O.K
T4	15.2/18연선	3,600,000	0.115	31.3	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	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/18연선	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	15.2/18연선	3,217,791	0.115	28.0	31.7	O.K
T3	15.2/18연선	2,992,528	0.115	26.0	31.7	O.K
T4	15.2/18연선	3,170,047	0.115	27.6	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) = 10800000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 10800000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10800000 × sin 0.12467

= 1955718.7 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1955718.74 / (0.8 × 300.0) = 9778.6 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 × 1955718.740 = 39114.375 N

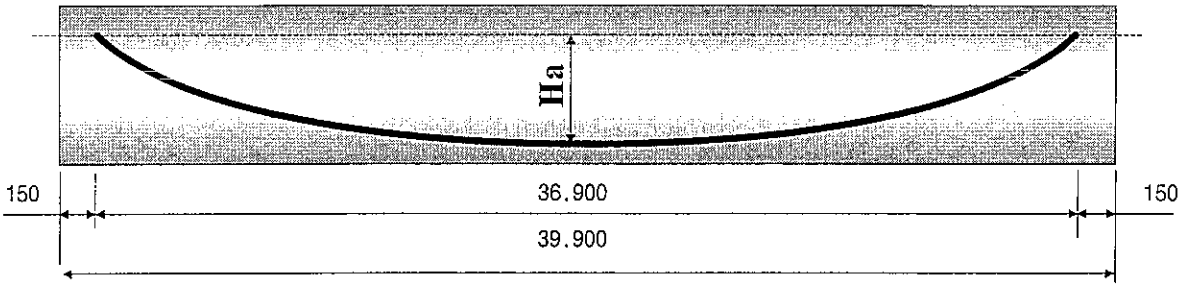
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 39114.375 / 180 = 217.302 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	0.0024966	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0024966	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0024966	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet)×(Lps/2)/(Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
C2	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
T1	4	1200.00	1008.03	39.272	223.283
T2	4	3600.00	3217.79	39.219	267.752
T3	1	3600.00	2992.53	39.157	258.498
T4	2	3600.00	3170.05	39.131	265.280
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음량 계산

17.1 시점측(A1)

1) 은도변화에 의한 이동량

△T : 은도변화 → 보통지방 : -5℃ ~ +35℃

α : 선팽창 계수 = 1.00E-05 (RC교, PSC교)

2) 건조수축, 크리프에 의한 이동량 (단,2개월 경과후 시공으로 가정)

경과기간	2개월	6개월	12개월	18개월	24개월	5년경과
건조수축	0.1L	0.06L	0.04L	0.03L	0.02L	0
크리프	0.2L	0.12L	0.08L	0.06L	0.04L	0
계	0.3L	0.18L	0.12L	0.09L	0.06L	0

3) 신축 여유량 = 0.14 L + 10

4) 산식 (단위 : mm)

구 분	항목 / 지간	은도변화 0.4L	건조수축 0.1L	크리프 0.2L	신축 여유량 0.14L+10	합 계 0.84L+10	비 고
A1	0.0m	0.00	0.00	0.00	10.00	10.00	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 0.000 + 0.000 + 0.000 + 10.000 = 10 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 = 10.31 mm

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = MONO CELL JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.50 (유간 50mm)

17.2 종점측(A2)

1) 온도변화에 의한 이동량

△T : 온도변화 → 보통지방 : -5℃ ~ +35℃

α : 선팽창 계수 = 1.00E-05 (RC교, PSC교)

2) 건조수축, 크리프에 의한 이동량 (단,2개월 경과후 시공으로 가정)

경과기간	2개월	6개월	12개월	18개월	24개월	5년경과
건조수축	0.1L	0.06L	0.04L	0.03L	0.02L	0
크리프	0.2L	0.12L	0.08L	0.06L	0.04L	0
계	0.3L	0.18L	0.12L	0.09L	0.06L	0

3) 신축 여유량 = 0.14 L + 10

4) 산식 (단위 : mm)

구 분	항목 / 지간	온도변화 0.4L	건조수축 0.1L	크리프 0.2L	신축 여유량 0.14L+10	합 계 0.84L+10	비 고
A1	39.9m	15.96	3.99	7.98	15.59	43.52	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 15.960 + 3.990 + 7.980 + 15.586 = 43.516 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 = 44.85 mm

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = MONO CELL JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.80 (유간 80mm)

⊙ 사거리 적용시 유간 = 82 mm

시점 교대

목 차

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

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

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

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

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

6. 철근량 검토

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

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

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

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

11. 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)	994.700	859.898	O.K
	허용인발력(kN/EA)	471.200	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	118.346	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	13.835	O.K
	수평변위(mm)	15.000	7.157	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1492.050	1047.790	O.K
	허용인발력(kN/EA)	706.800	-	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	139.014	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	24.133	O.K
	수평변위(mm)	15.000	7.035	O.K

■ 단면 휨 설계

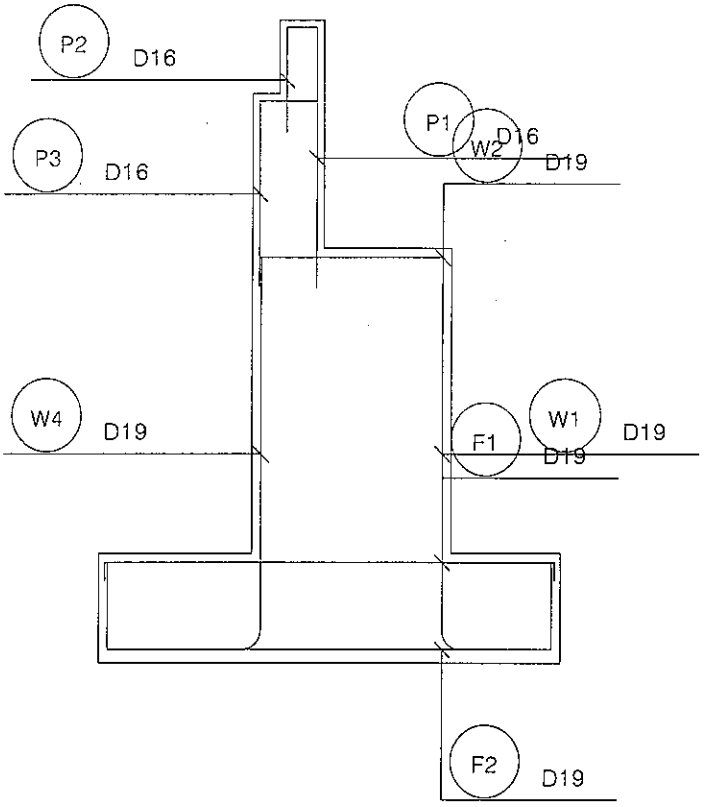
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1287.02	2292	341.493	603.833	1.768	O.K
후면저판		1200	100	451.477	2292	126.257	633.056	5.014	O.K
벽체 : H=5.803		2250	100	1079.19	2292	589.484	1246.739	2.115	O.K
흉벽		800	80	687.336	1588.8	125.309	286.971	2.29	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1334.38	2292	122.56	206.4	1.684	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2962.34	3096.8	263.043	274.202	1.042	O.K
	B(T=450 mm)	[illegible]	80	[illegible]	2292	130.02	206.4	[illegible]	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2825.8	3096.8	251.642	274.202	1.09	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1495.58	2292	136.914	206.4	1.508	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2800.46	3096.8	249.519	274.202	1.099	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1080.36	1588.8	99.743	145.17	1.455	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2857.6	3096.8	254.303	274.202	1.078	O.K

■ 사용성 검토

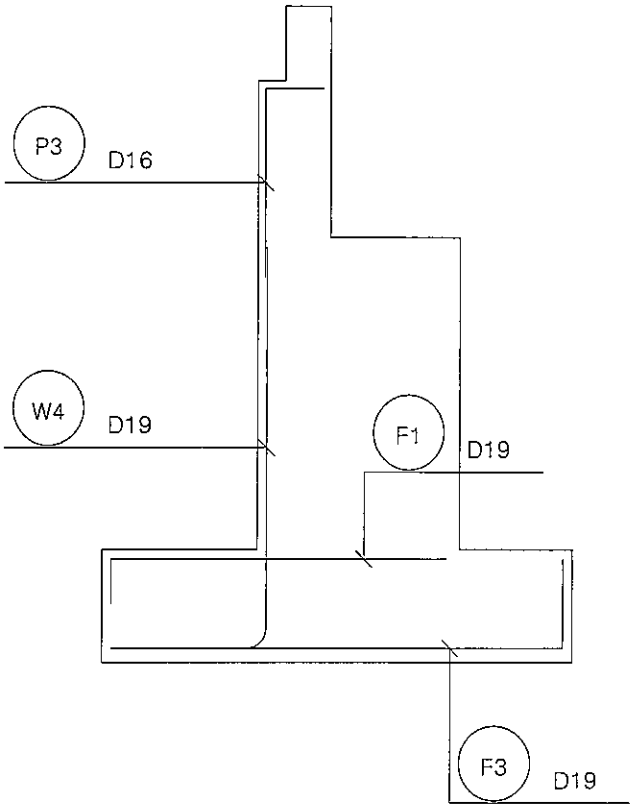
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		98.231	150	125	450.435	O.K
후면저판		29.567	150	125	2130.764	O.K
벽체 : H=5.803		42.514	150	125	1481.877	O.K
흉벽		68.091	150	125	925.238	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	92.886	150	125	671.56	O.K
	A(T=450 mm)	149.419	150	125	354.54	O.K
	B(T=450 mm)	98.54	150	125	622.917	O.K
	C(T=450 mm)	142.943	150	125	378.418	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	103.765	150	125	582.674	O.K
	A(T=450 mm)	141.737	150	125	383.107	O.K
	B(T=450 mm)	107.588	150	125	551.956	O.K
	C(T=450 mm)	144.455	150	125	372.654	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

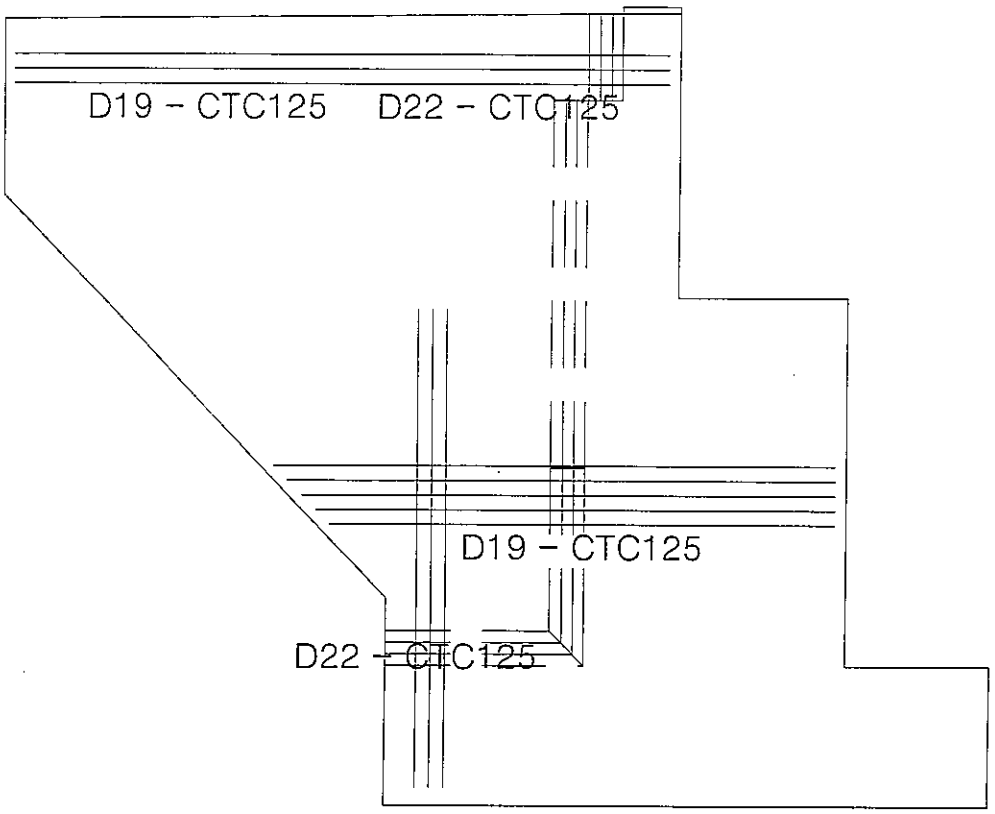


- ② Cycle (CTC = 250)

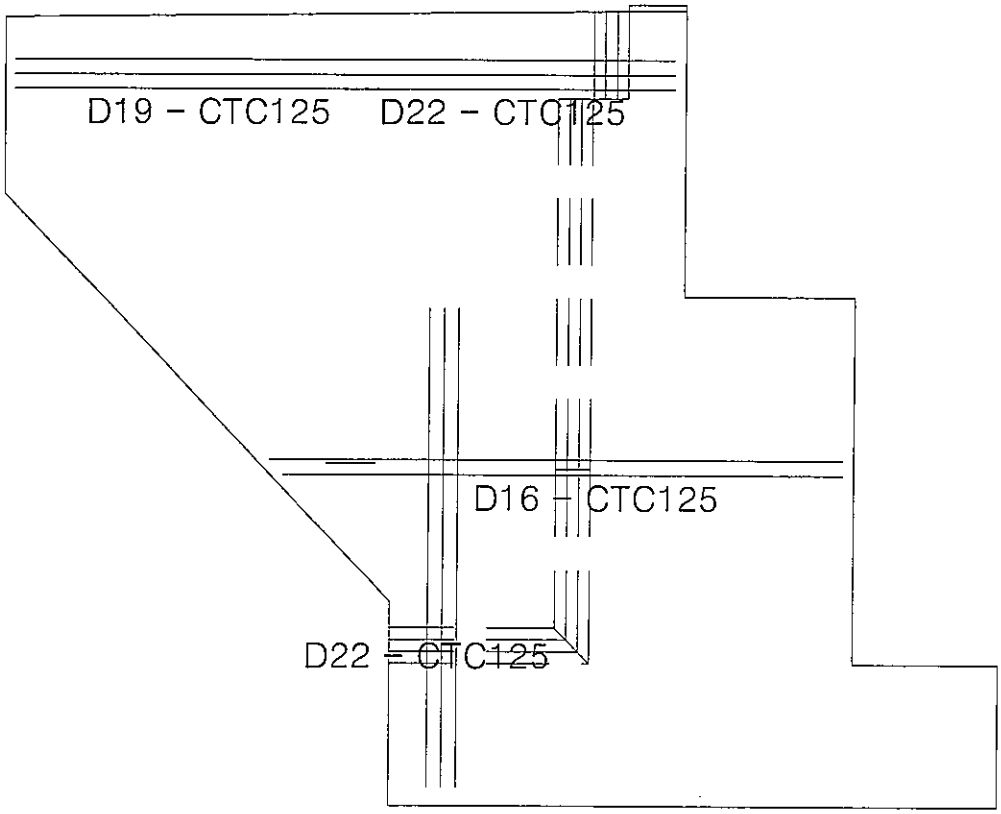


▣ 주철근 조립도

- 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 = 25.044 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.003 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 104.000 °

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 = 355.118 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 124.895 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 20.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 32.321 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/㎡
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.395 ; 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]

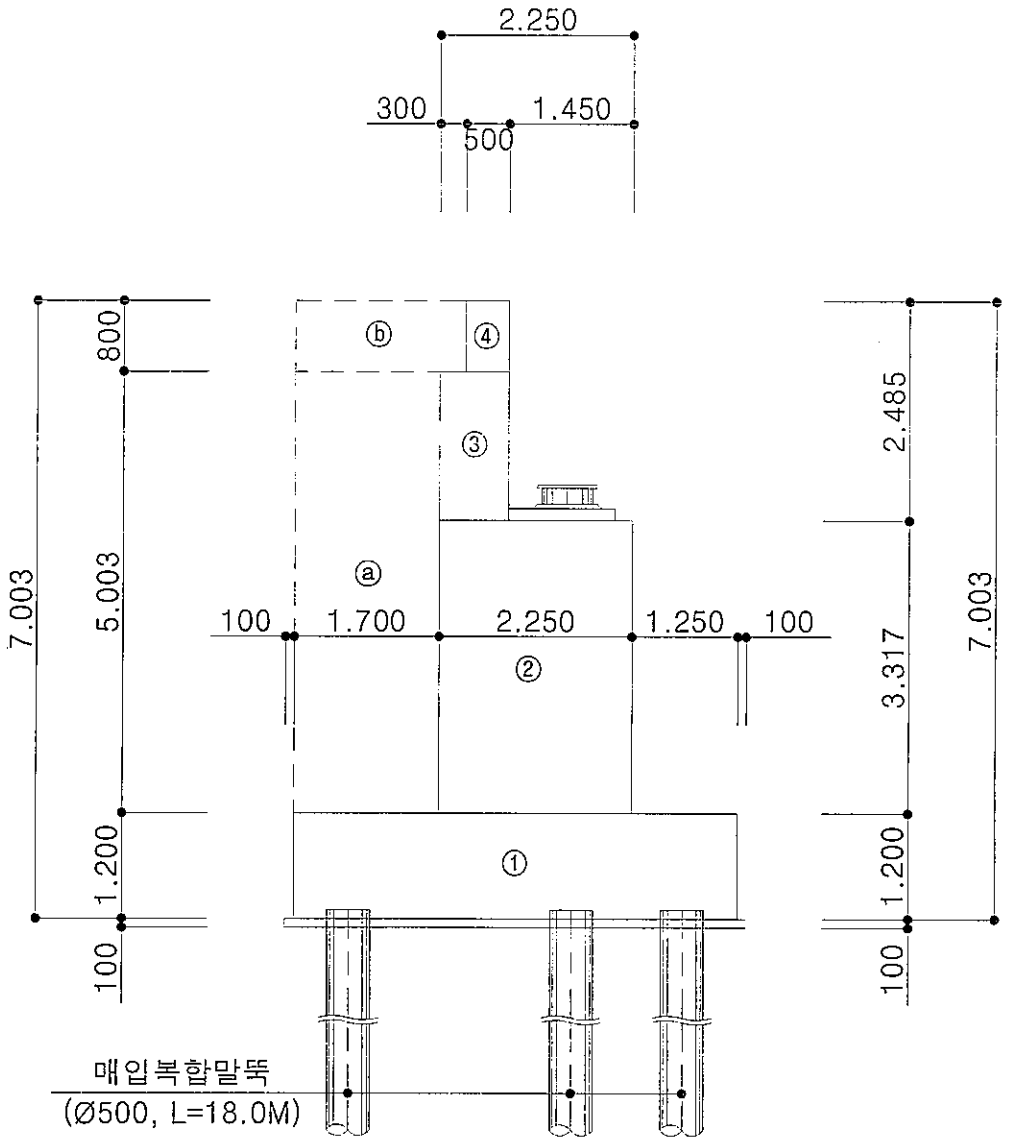
5) 설 계 방 법

(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	8	9	계
고정하중	1005.25	1004.19	978.237	971.440	974.052	971.893	977.925	1000.177	1010.375	8893.541
활하중	388.287	391.472	353.746	331.288	329.187	333.478	357.484	347.225	295.684	3127.851

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
교축방향	185.771	185.574	180.778	179.522	180.005	179.606	180.721	184.833	186.717	1643.526
직각방향	185.771	185.574	180.778	179.522	180.005	179.606	180.721	184.833	186.717	1643.526

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

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	5.200 × 1.200	= 6.240	25.000	156.000	12.012
	②	2.250 × 3.317	= 7.464	25.000	186.600	14.368
	③	0.800 × 1.685	= 1.348	25.000	33.706	2.595
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 15.452		386.306	29.746
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.003	= 8.504	20.000	170.089	13.097
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.104		202.089	15.561
총 계					588.395	45.306

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	2.600	0.600	405.600	7.207
	②	2.375	2.859	443.175	41.074
	③	3.100	5.360	104.488	13.911
	④	2.050	6.603	29.500	5.084
	소 계			982.762	67.276
뒷채움재	ⓐ	4.350	3.701	739.887	48.476
	ⓑ	4.200	6.603	134.400	16.269
	소 계			874.287	64.744
총 계				1857.050	132.020

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 982.762 / 386.306 = 2.544 m
  Y = 67.276 / 29.746 = 2.262 m
- 뒷채움재 : X = 874.287 / 202.089 = 4.326 m
  Y = 64.744 / 15.561 = 4.161 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)

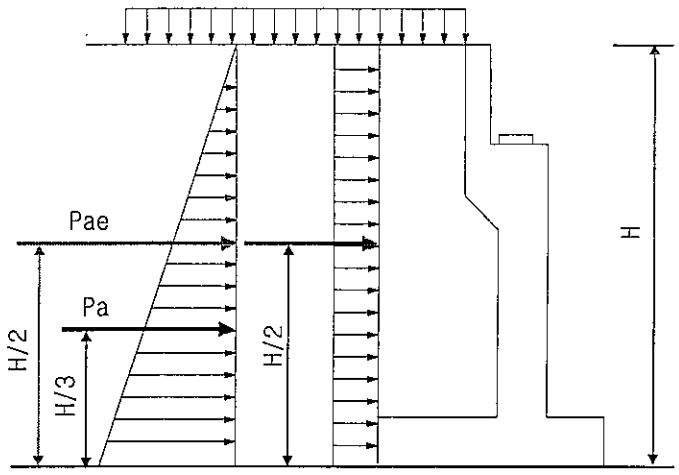
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 7.003 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.003² x cos(0.000)

= 132.889 kN

y = H / 3 = 2.334 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.003 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.003² x cos(0.000)

= 153.975 kN

y = H / 2 = 3.501 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.803 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.803² x cos(11.667 + 0.000)

= 82.767 kN

y = H / 3 = 1.934 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.803 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.803² x cos(0.000 + 0.000)

= 105.725 kN

y = H / 2 = 2.901 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 8893.541 ÷ (24.300 / sin104.000) = 355.118 kN/m

- 활하중반력

Rl = 3127.851 ÷ (24.300 / sin104.000) = 124.895 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

③ 고정단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Ff = ∑H ÷ (24.300 / sin104.0)

= 65.626 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1643.526 kN 임. 『지진하중 집계표』 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.000 = 20.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.003 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.271 x 10.000 x 7.003 x cos0.000

= 18.977 kN

y = H / 2 = 3.501 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.803 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.251 x 10.000 x 5.803 x cos11.667

= 14.264 kN

y = H / 2 = 2.901 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)	386.306	-	2.544	2.262	982.764	-
2. 교대구체(지진시)	386.306	29.746	2.544	2.262	982.764	67.277
3. 뒷채움재(평상시)	202.089	-	4.326	4.161	874.287	-
4. 뒷채움재(지진시)	202.089	15.561	4.326	4.161	874.287	64.745
5. 배면토압(평상시)	-	132.889	-	2.334	-	310.190
6. 배면토압(지진시)	-	153.975	-	3.501	-	539.114
7. 뒷채움 상재하중	20.000	18.977	4.200	3.501	84.000	66.444
8. 상부 고정하중반력	355.118	-	2.013	-	714.853	-
9. 상부 활하중반력	124.895	-	2.013	-	251.414	-
10. 상부관성력	-	65.626	-	4.917	-	322.705

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)	608.395	151.866	1941.051	376.634
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	588.395	132.889	1857.051	310.190
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	588.395	199.282	1857.051	671.136
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1088.408	151.866	2907.318	376.634
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	943.513	132.889	2571.904	310.190
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	943.513	264.908	2571.904	993.841

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(= 2.383) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	12.000	7.800	-
2 열	1.950	12.000	23.400	-
3 열	4.550	12.000	54.600	-
계	-	36.000	85.800	2.383

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	15236.644	3803.332	-0.188	-2864.489
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	14735.764	3328.072	-0.246	-3624.998
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14735.764	4990.818	0.368	5422.761
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	27258.090	3803.332	0.058	1580.969
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	23629.340	3328.072	-0.014	-330.811
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23629.340	6634.356	0.711	16800.460

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

각 작용력은 교대의 전폭 25.044 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.

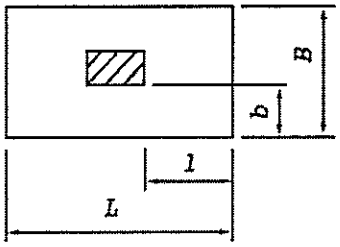
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 127110.375 x 36 / (25.044 x 5.200) = 35138.078 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 25.044 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 36 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 35138.078) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.218$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 1.700) = 1.700
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.600, 뒷굽기준으로 검토

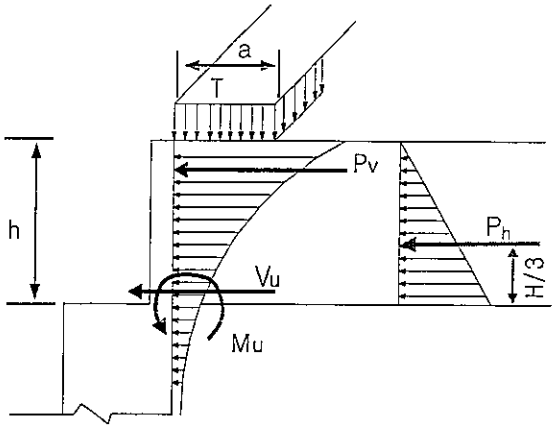


$\beta\lambda$ = 0.218 x 1.700 = 0.371 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (2.485 - 0.36) = 61.133 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 2.485^2 x cos11.667 = 15.183 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.485 x 15.183 = 12.578 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.183 = 74.711 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 61.133 + 1.70 x 12.578 = 125.309 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.685 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.595 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.595 + 0.770 = 3.365 kN

Mw = 2.595 x 1.685/2 + 0.770 x (1.685 + 0.800/2) = 3.793 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 2.485^2 x cos0.000 = 19.395 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.485 x 19.395 = 24.101 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.365 + 1.00 x 19.395 = 22.760 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 3.793 + 1.00 x 24.101 = 27.893 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	74.711	125.309	
지진시	22.760	27.893	
설계단면력	74.711	125.309	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.803 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.734	2.187	-	1.000	17.734	38.790
2. 배면토압(평상시)	82.767	1.934	1.700	-	140.704	272.150
3. 배면토압(지진시)	105.725	2.901	-	1.000	105.725	306.741
4. 뒷채움 상재하중	14.264	2.901	1.700	-	24.249	70.353
5. 상부관성력	65.626	3.717	-	1.000	65.626	243.953

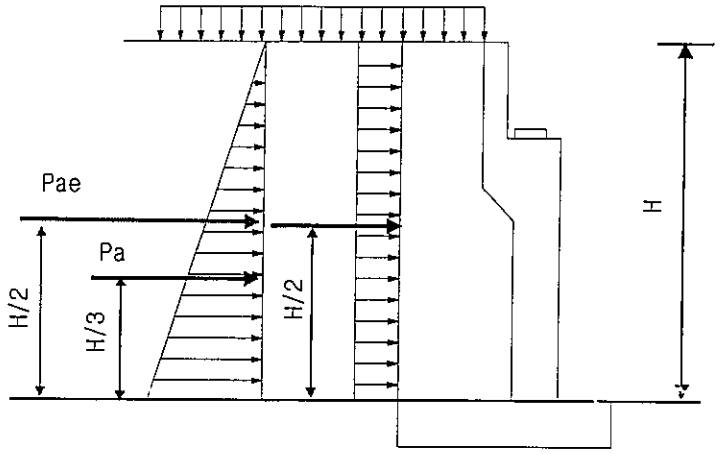
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.734 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 38.790 kN.m

y = Mo / Ho = 38.790 / 17.734 = 2.187



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.803 m)	164.953	342.503	
지진시(H = 5.803 m)	189.085	589.484	
설계단면력	189.085	589.484	

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)	386.306	-	2.544	2.262	982.764	-
2. 교대구체(지진시)	386.306	29.746	2.544	2.262	982.764	67.277
3. 뒷채움재(평상시)	202.089	-	4.326	4.161	874.287	-
4. 뒷채움재(지진시)	202.089	15.561	4.326	4.161	874.287	64.745
5. 배면토압(평상시)	-	132.889	-	2.334	-	310.190
6. 배면토압(지진시)	-	153.975	-	3.501	-	539.114
7. 토압의 연직분력	18.452	-	4.633	-	85.494	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	18.977	4.200	3.501	84.000	66.444
9. 상부 고정하중반력	355.118	-	2.013	-	714.853	-
10. 상부 활하중반력	124.895	-	2.013	-	251.414	-
11. 상부관성력	-	65.626	-	4.917	-	322.705

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+	839.282	258.172	2740.106	640.278
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	796.282	225.911	2559.506	527.323
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	588.395	199.282	1857.051	671.136
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1569.460	258.172	4209.955	640.278
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1257.935	225.911	3488.815	527.323
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	943.513	264.908	2571.904	993.841

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(=2.383) - $\sum M/\sum V$; 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+	21018.976	6465.665	-0.119	-2501.258
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	19942.084	5657.723	-0.169	-3370.212
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14735.764	4990.818	0.368	5422.761
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	39305.545	6465.665	0.109	4284.304
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	31503.732	5657.723	0.029	913.608
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23629.340	6634.356	0.711	16800.460

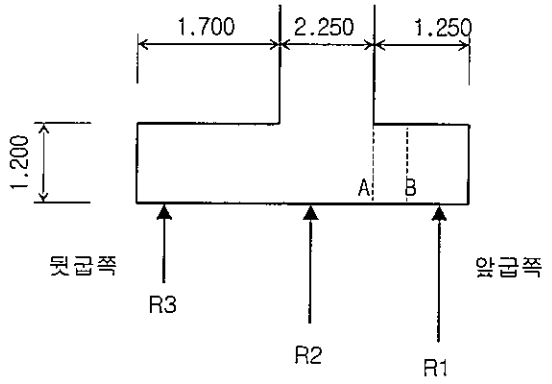
註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.044 m)를 고려한 결과값임.

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	669.62	608.75	581.85	1293.81	1003.29	1047.79	449.82	413.43	859.90	716.90
Ru2	572.41	538.52	434.16	1111.44	879.29	733.30	410.12	392.73	764.41	654.86
Ru3	476.66	485.44	193.68	839.34	714.88	167.10	390.01	404.20	628.76	580.71

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다

③ 전면저판(앞급)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 25.044m (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 25.044m (kN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 25.044m (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	669.620	605.300	641.120
COMB 2	608.750	567.650	631.100
COMB 3	581.850	452.460	285.180
COMB 4	1293.810	1142.320	993.740
COMB 5	1003.290	907.150	854.190
COMB 6	1047.790	754.230	271.740

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	21018.976	6465.665	-0.119	-2501.258
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	19942.084	5657.723	-0.169	-3370.212
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	14735.764	4990.818	0.368	5422.761
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	39305.545	6465.665	0.109	4284.304
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	31503.732	5657.723	0.029	913.608
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	23629.340	6634.356	0.711	16800.460

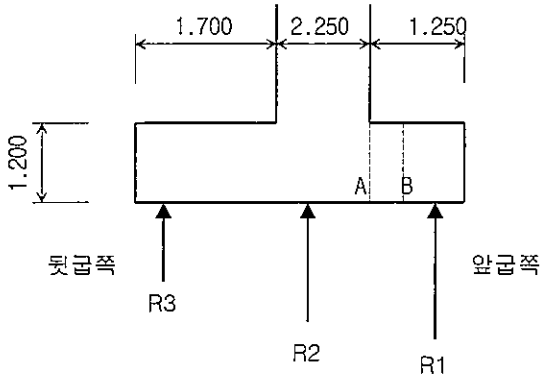
註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.044 m)를 고려한 결과값임.

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	669.62	608.75	581.85	1293.81	1003.29	1047.79	449.82	413.43	859.90	716.90
Ru2	572.41	538.52	434.16	1111.44	879.29	733.30	410.12	392.73	764.41	654.86
Ru3	476.66	485.44	193.68	839.34	714.88	167.10	390.01	404.20	628.76	580.71

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 25.044m (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 25.044m (kN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 25.044m (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	669.620	605.300	641.120
COMB 2	608.750	567.650	631.100
COMB 3	581.850	452.460	285.180
COMB 4	1293.810	1142.320	993.740
COMB 5	1003.290	907.150	854.190
COMB 6	1047.790	754.230	271.740

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.200 x 25.000 = 6.000 kN

Ma = 1.200 x 1.250 x 25.000 x 1.250 / 2 = 23.438 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 0.600 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

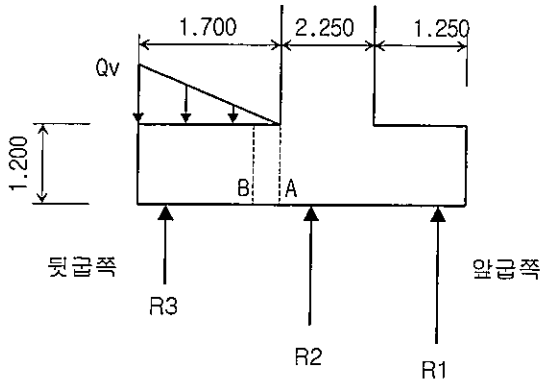
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	192.512	-7.800	162.043
COMB 2	0.000	175.013	-7.800	144.544
COMB 3	0.000	167.278	-6.000	143.840
COMB 4	0.000	371.962	-7.800	341.493
COMB 5	0.000	288.438	-7.800	257.970
COMB 6	0.000	301.233	-6.000	277.796

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 / 25.044m (KN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 25.044m (KN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 25.044m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	538.050	572.410	476.660
COMB 2	492.220	538.520	485.440
COMB 3	508.640	434.160	193.680
COMB 4	1170.290	1111.440	839.340
COMB 5	891.840	879.290	714.880
COMB 6	964.070	733.300	167.100

- 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 = 1.700 x 5.944 x 20.000 = 202.089 kN

Ma = 202.089 x (4.326 - 3.500) = 166.976 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.700 = 17.000 kN

Ma = 17.000 x (4.350 - 3.500) = 14.450 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$Pv = 1/2 \times Ka \times r \times H^2 \times \sin\delta$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 5.803^2 \times \sin 11.667$

= 18.454 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 18.454 / 1.700

= 21.711 kN

Vb = 21.711 x 1.700 / 2 - (1.700 - 1.700) / 1.700 x 21.711 / 2 = 18.454 kN

Ma = 21.711 x 1.700 x 1.700 / 3 = 20.914 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 1.050 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	228.395	239.815	168.542	100.231
COMB 2	232.602	244.232	127.786	64.746
COMB 3	92.801	97.441	160.288	112.885
COMB 4	402.174	422.282	-5.236	-82.237
COMB 5	342.538	359.665	17.849	-50.686
COMB 6	80.065	84.069	173.024	126.257

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,

(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	341.5	7.8

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1287.018 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.781]

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 = 1,287.018 ㎟

ρmin = MAX(1,287.018, 1,800.000) / bd = 0.00171

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00218

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1050 - a/2) = 603.833 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 341.493 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.768]

* 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 (= 7.800 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	1200.0	1100.0	100.0	126.3	173.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 451.477 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 5.077]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 mm²

As, req = 451.477 mm²

ρmin = MAX(451.477, 1,800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00208

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100 - a/2) = 633.056 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 126.257 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.014]

* 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 (= 173.024 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=5.803

* 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	2250.0	2150.0	100.0	589.5	189.1

* 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 (2150.00 - 39.654) / 39.654 = 0.15966

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1079.193 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.124]

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 = 0.00107

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 (2150.00 - a/2) = 1246.739 kN.m

≥ Mu (= 589.484 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.115]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2150.00 = 1404.374 kN

≥ Vu (= 189.085 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 2250.0 x 1000.0 = 3375.000 ㎟ < 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) 옹벽

* 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	125.3	74.7

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 687.336 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.312]

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 (= 125.309 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.290]

* 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 (= 74.711 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 (2.485 - 0.36) = 61.133 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 2.485^2 x cos11.667 = 15.183 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.485 x 15.183 = 12.578 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.183 = 43.948 kN

Ms = 61.133 + 12.578 = 73.711 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.803 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.734	2.187	-	1.000	17.734	38.790
2. 배면토압(평상시)	82.767	1.934	1.000	-	82.767	160.088
3. 배면토압(지진시)	105.725	2.901	-	1.000	105.725	306.741
4. 뒷채움 상재하중	14.264	2.901	1.000	-	14.264	41.384
5. 상부관성력	65.626	3.717	-	1.000	65.626	243.953

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.734 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 38.790 kN.m

y = Mo / Ho = 38.790 / 17.734 = 2.187

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	97.031	201.473	

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+	626.847	151.866	2026.545	376.635
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	606.847	132.889	1942.545	310.190
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	588.395	199.282	1857.051	671.136
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1106.860	151.866	2992.811	376.635
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	961.965	132.889	2657.397	310.190
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	943.513	264.908	2571.903	993.841

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(=2.383) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

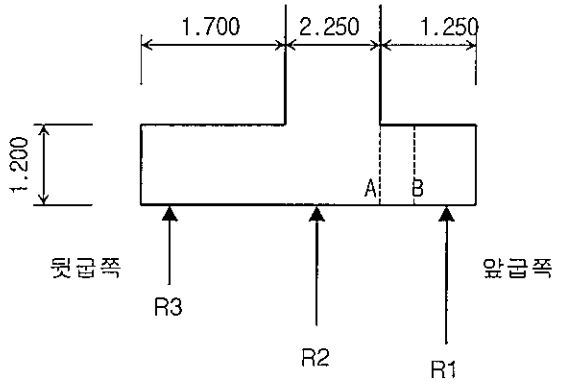
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	15698.756	3803.332	-0.249	-3908.990
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	15197.876	3328.072	-0.307	-4665.748
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14735.764	4990.818	0.368	5422.761
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	27720.202	3803.332	0.020	554.404
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	24091.451	3328.072	-0.057	-1373.213
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23629.340	6634.356	0.711	16800.460

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

각 작용력은 교대의 전폭(25.044 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 25.044m (KN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 25.044m (KN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 25.044m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	449.820	429.890	488.820
COMB 2	413.430	410.350	492.320
COMB 3	581.850	452.460	285.180
COMB 4	859.900	782.850	720.970
COMB 5	716.900	671.500	663.940
COMB 6	1047.790	754.230	271.740

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.200 x 25.000 = 6.000 kN

Ma = 1.200 x 1.250 x 25.000 x 1.250 / 2 = 23.438 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 0.600 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

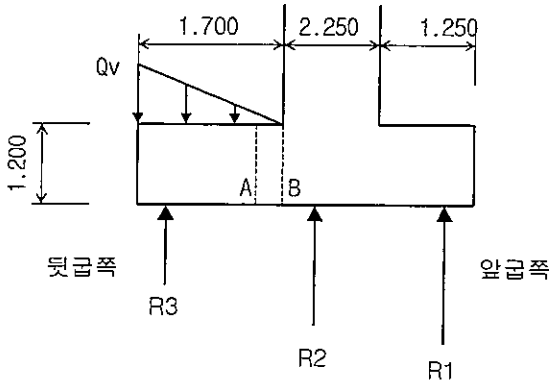
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	129.322	6.000	105.884
COMB 2	0.000	118.859	6.000	95.421
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	247.215	6.000	223.778
COMB 5	0.000	206.104	6.000	182.667
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 25.044m (KN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 25.044m (KN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 25.044m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	370.780	410.120	390.010
COMB 2	342.930	392.730	404.200
COMB 3	508.640	434.160	193.680
COMB 4	786.120	764.410	628.760
COMB 5	650.310	654.860	580.710
COMB 6	964.070	733.300	167.100

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 1.050 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	186.876	196.220	101.667	49.471
COMB 2	193.674	203.357	77.869	27.883
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	301.274	316.338	-12.731	-70.647
COMB 5	278.251	292.163	-6.708	-60.923
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)] = 223.778 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 98.231 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x2292.000)]
= 168.211 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 19.00/2 = 140.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 98.23) - 2.5 x 140.50 = 450.43 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 98.23) = 641.35 mm
Sa는 작은 값인 450.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 450.43 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.647 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 29.567 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2292.000)]
= 172.514 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19.00/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 29.57) - 2.5 x 90.50 = 2437.20 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 29.57) = 2130.76 mm
Sa는 작은 값인 2130.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 2130.76 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.803

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 201.473 x 1000000 / [2292.000 x (2150.000 - 247.104/3)]
= 42.514 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2150.0/(7x2292.000)]
= 247.104 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 / 42.51) - 2.5 x 90.50 = 1626.10 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 42.51) = 1481.88 mm
Sa는 작은 값인 1481.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1481.88 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.711 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 68.091 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)

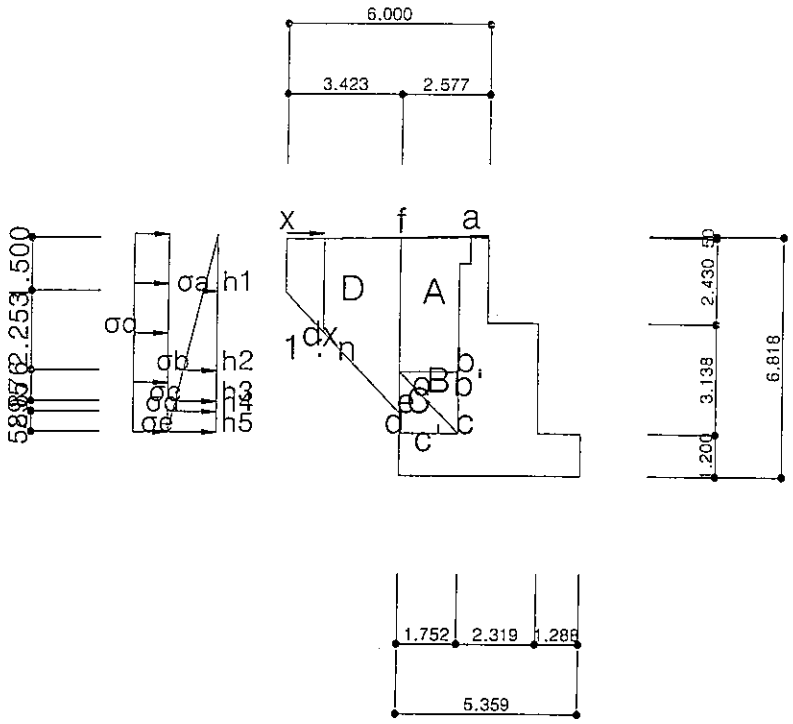
② 철근의 최대 중심간격

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 / 68.09) - 2.5 x 72.00 = 976.55 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 68.09) = 925.24 mm
Sa는 작은 값인 925.24 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 925.24 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

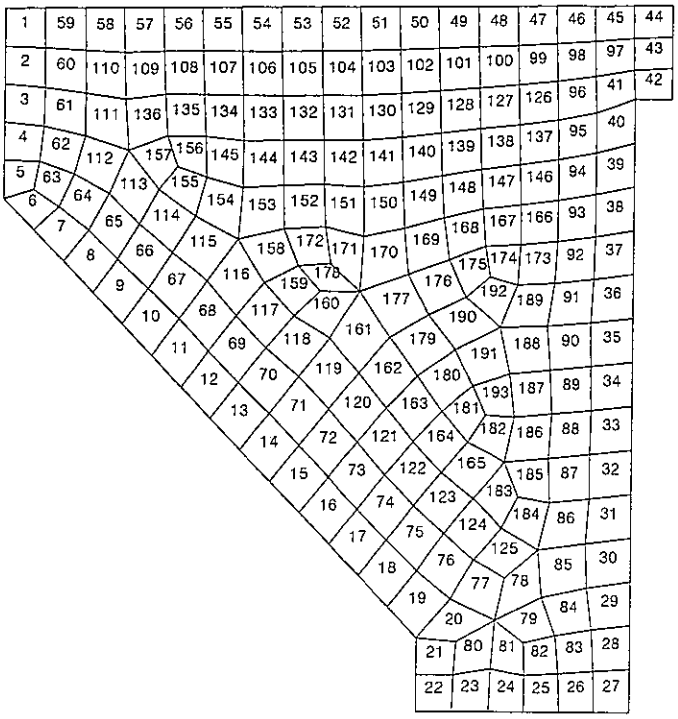


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = ; 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)	122.560	263.043	130.020	251.642
전단력(kN)	82.506	126.174	104.926	225.632

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	72.094	154.731	76.482	148.025
전단력(kN)	48.533	74.220	61.721	132.725

(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	122.6	82.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1334.378 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.718]

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 (= 122.560 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.684]

* 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 (= 82.506 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	263.0	126.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2962.344 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.045]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 263.043 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.042]

* 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 (= 126.174 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(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	130.0	104.9

* 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 ㎜, 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1418.019 \ ㎟$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.616]

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 (= 130.020 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.587]

* 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 (= 104.926 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	251.6	225.6

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2825.803 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.096]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 251.642 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.090]

* 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 (= 225.632 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 72.094 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 92.886 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 / 92.89) - 2.5 x 70.50 = 671.56 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 92.89) = 678.25 mm

Sa는 작은 값인 671.56 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 671.56 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 154.731 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 149.419 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 / 149.42) - 2.5 x 69.00 = 354.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 149.42) = 421.63 mm

Sa는 작은 값인 354.54 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 354.54 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.482 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 98.540 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 / 98.54) - 2.5 x 70.50 = 622.92 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 98.54) = 639.33 ㎜

Sa는 작은 값인 622.92 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 622.92 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 148.025 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 142.943 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 ㎜

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 / 142.94) - 2.5 x 69.00 = 378.42 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 142.94) = 440.73 ㎜

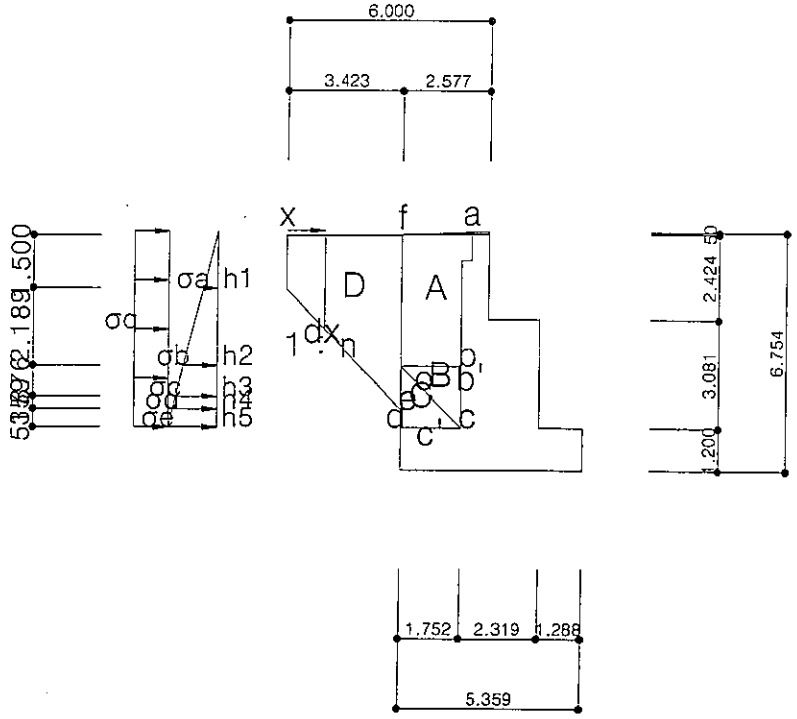
Sa는 작은 값인 378.42 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 378.42 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

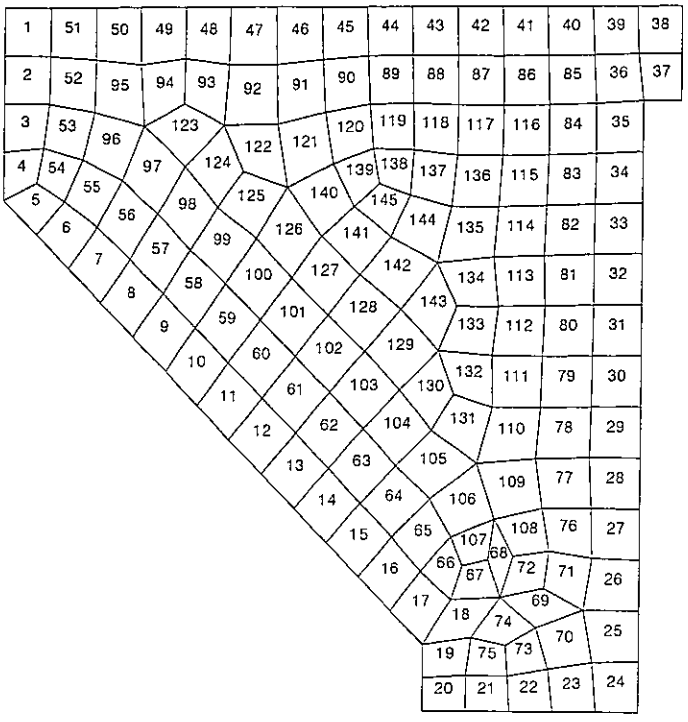


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	136.914	249.519	99.743	254.303
전단력(kN)	96.030	121.258	93.295	237.551

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	80.538	146.776	58.672	149.590
전단력(kN)	56.488	71.328	54.880	139.736

(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	136.9	96.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1495.582 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.533]

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 (= 136.914 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.508]

* 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 (= 96.030 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	249.5	121.3

* 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 ㎜, 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2800.459 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.106]

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 (= 249.519 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.099]

* 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 (= 121.258 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(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	99.7	93.3

* 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 ㎜, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 ㎜

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1080.356 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.471]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

* 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 = 0.00429

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 ㎜

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 99.743 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.455]

* 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 (= 93.295 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	254.3	237.6

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2857.596 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.084]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 254.303 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.078]

* 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 (= 237.551 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 80.538 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 103.765 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 / 103.77) - 2.5 x 70.50 = 582.67 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.77) = 607.14 mm
Sa는 작은 값인 582.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 582.67 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 146.776 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 141.737 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 / 141.74) - 2.5 x 69.00 = 383.11 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 141.74) = 444.49 mm
Sa는 작은 값인 383.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 383.11 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.672 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 107.588 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 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 / 107.59) - 2.5 x 72.00 = 551.96 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 107.59) = 585.56 mm

Sa는 작은 값인 551.96 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 551.96 mm) ∴ O.K

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 149.590 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 144.455 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 / 144.45) - 2.5 x 69.00 = 372.65 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.45) = 436.12 mm

Sa는 작은 값인 372.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 372.65 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 12.911 = 9.038 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

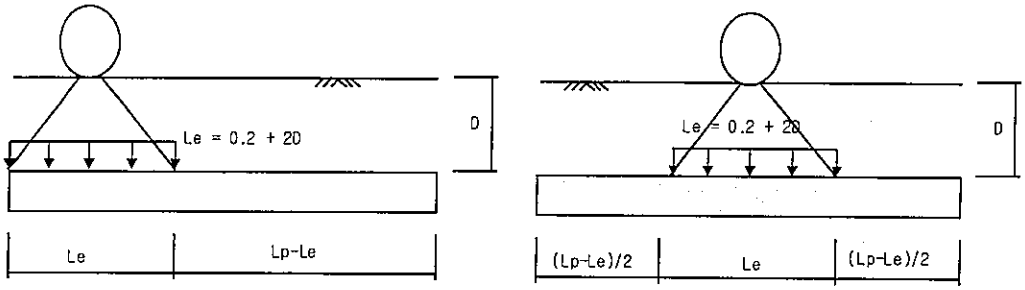
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 9.038 / 2 - 12.500 x 0. = 51.485 kN/m

Md = 12.500 x 9.038² / 8 = 127.623 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 9.038 x 0.400) / (2 x 9.038)

= 78.597 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 9.038/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 185.903 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 51.485 + 2.15 x 78.597

= 235.914 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 127.623 + 2.15 x 185.903

= 565.601 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	565.6	235.9

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4624.822 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.111]

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 (= 565.601 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.097]

* 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 (= 235.914 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.000) = 20.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4624.8 ㎟

필요 철근량 : 4624.8 x 0.208 = 961.4 ㎟ < 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)] = 313.526 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 172.245 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)

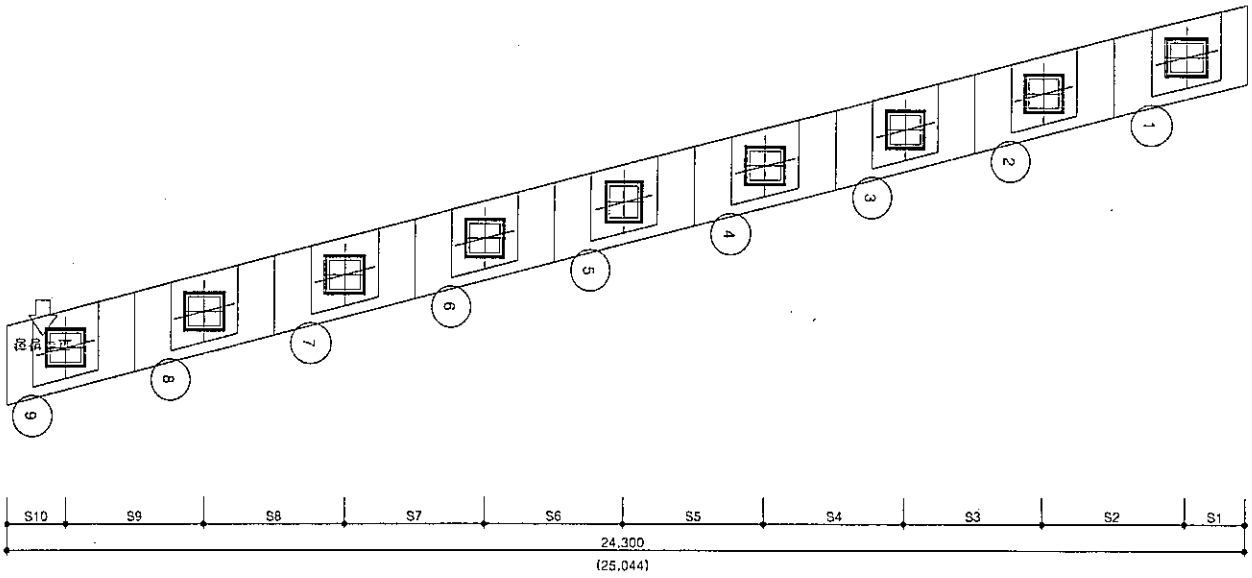
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.25) - 2.5 x 85.50 = 243.45 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.25) = 365.76 mm

Sa는 작은 값인 243.45 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 243.45 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 40.424 = 402.120 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	402.120	550.000	600.000	423.592	O.K
2	402.120	550.000	600.000	423.592	O.K
3	402.120	550.000	600.000	423.592	O.K
4	402.120	550.000	600.000	423.592	O.K
5	402.120	600.000	550.000	405.383	O.K
6	402.120	550.000	600.000	423.592	O.K
7	402.120	550.000	600.000	423.592	O.K
8	402.120	550.000	600.000	423.592	O.K
9	402.120	550.000	600.000	423.592	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 104.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 14.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 40.424 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 14.00^2)$

$= 274.062$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1494 - 50 - 50 = 1394$ mm ≥ 274 mm $\therefore$ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1393.540	O.K	258.822	232.213	O.K
SHOE 2	1750.000	1395.661	O.K	258.822	231.968	O.K
SHOE 3	1750.000	1331.983	O.K	258.822	225.973	O.K
SHOE 4	1750.000	1302.728	O.K	258.822	224.403	O.K
SHOE 5	1750.000	1303.239	O.K	258.822	225.006	O.K
SHOE 6	1750.000	1305.371	O.K	258.822	224.507	O.K
SHOE 7	1750.000	1335.409	O.K	258.822	225.901	O.K
SHOE 8	1750.000	1347.402	O.K	258.822	231.041	O.K
SHOE 9	1750.000	1306.059	O.K	258.822	233.397	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

∴ 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1393.540	174.597	174.597	1363.000	1613.000	
2	1395.661	174.412	174.412	1363.000	1725.500	
3	1331.983	169.904	169.904	1363.000	1725.500	
4	1302.728	168.724	168.724	1363.000	1725.500	
5	1303.239	169.177	169.177	1313.000	1750.500	
6	1305.371	168.802	168.802	1363.000	1725.500	
7	1335.409	169.850	169.850	1363.000	1725.500	
8	1347.402	173.715	173.715	1363.000	1725.500	
9	1306.059	175.486	175.486	1363.000	1613.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2649.446	4369.200	O.K	2880.657	3972.000	O.K
2	2650.475	4369.200	O.K	2981.334	3972.000	O.K
3	2552.546	4369.200	O.K	2868.310	3972.000	O.K
4	2513.491	4369.200	O.K	2822.319	3972.000	O.K
5	2445.892	4369.200	O.K	2865.502	3972.000	O.K
6	2516.833	4369.200	O.K	2826.288	3972.000	O.K
7	2555.837	4369.200	O.K	2872.413	3972.000	O.K
8	2594.387	4369.200	O.K	2913.805	3972.000	O.K
9	2562.125	4369.200	O.K	2778.821	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1163.977	8738.400	O.K	1163.977	8738.400	O.K
2	1162.745	8738.400	O.K	1162.745	8738.400	O.K
3	1132.695	8738.400	O.K	1132.695	8738.400	O.K
4	1124.825	8738.400	O.K	1124.825	8738.400	O.K
5	1127.850	8738.400	O.K	1127.850	8738.400	O.K
6	1125.350	8738.400	O.K	1125.350	8738.400	O.K
7	1132.334	8738.400	O.K	1132.334	8738.400	O.K
8	1158.100	8738.400	O.K	1158.100	8738.400	O.K
9	1169.908	8738.400	O.K	1169.908	8738.400	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 9

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1306.059 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

Hx2 = 233.397 / 1.33 = 175.486 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 175.486 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 233.397 / 1.33 = 175.486 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 175.486 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 550.000 mm b1y = 600.000 mm

b2x = 763.000 mm b2y = 1150.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1526.000 mm < 5 x b1x = 2750.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2300.000 mm < 5 x b1y = 3000.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 550.000/1526.000) x 1306.059 x 10^3 /150.000

= 1392.217 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 600.000/2300.000) x 1306.059 x 10^3 /150.000

= 1608.913 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 175.486 x 10^3 / 150.000

= 1169.908 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 175.486 x 10^3 / 150.000

= 1169.908 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 550.000 + 1150.000 = 1700.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 763.000 mm가 Bxo/2 = 850.000 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 763.000 + (550.000+1150.000)/2 = 1613.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 600.000 + 763.000 = 1363.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1608.913 + 1169.908 = 2778.821 mm^2

Bxo = 1613.000 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1392.217 + 1169.908 = 2562.125 mm^2

Byo = 1363.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 9

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 175.486 x 10^3 / 150.000 = 1169.908 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

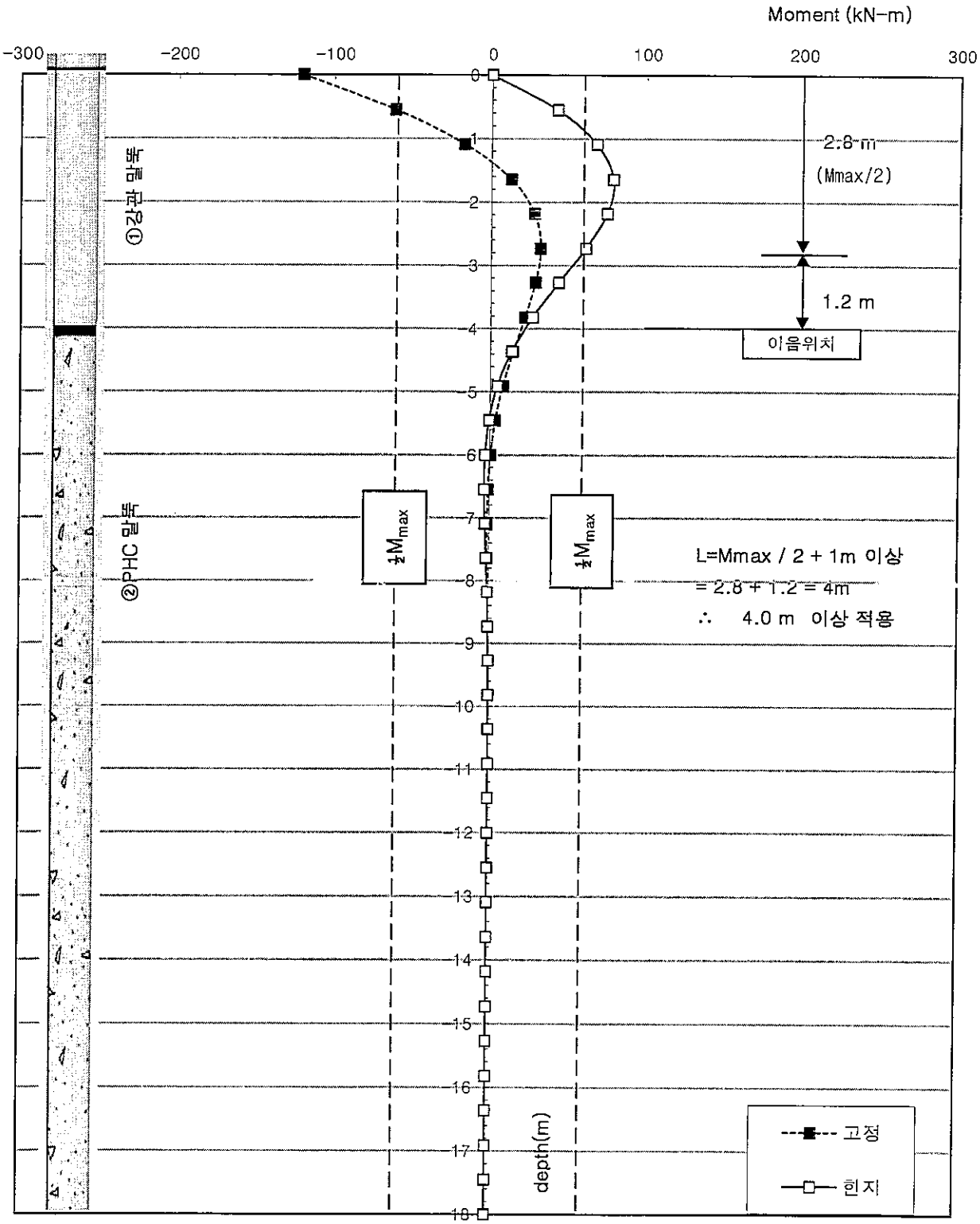
As1 = Hx/fsa = 175.486 x 10^3 / 150.000 = 1169.908 mm^2

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	17.9 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	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.0 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	13.9 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

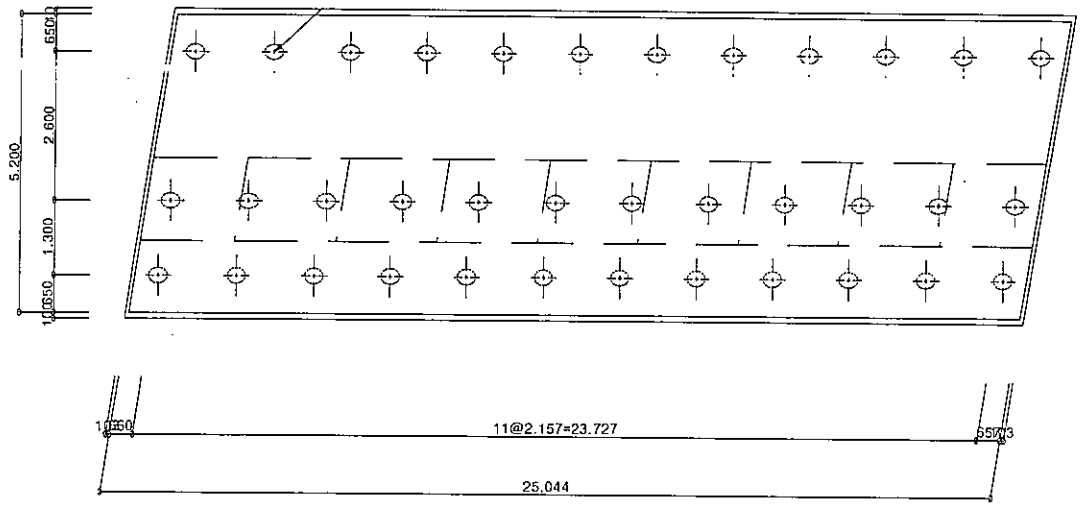
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

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	15236.644	3803.332	-2864.489	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	14735.764	3328.072	-3624.998	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	14735.764	4990.818	5422.761	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	27258.090	3803.332	1580.969	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	23629.340	3328.072	-330.811	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	23629.340	6634.356	16800.460	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	21018.976	6465.665	-2501.258	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	19942.084	5657.723	-3370.212	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	14735.764	4990.818	5422.761	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	39305.545	6465.665	4284.304	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	31503.732	5657.723	913.608	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	23629.340	6634.356	16800.460	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	0.999
Kv	a·A·E / L	218633 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		$k_{HO}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	25628	55066	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.431	0.521	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.707 ≥ 3	3.332 ≥ 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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1062777	1886125
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1234111	-1809006
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7870770	7870770
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	23557515	24161460
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	0.0036601	0.0019359	0.0000701	0.0063465	0.0026705	0.0002263
COMBO 2	0.0031441	0.0018722	0.0000108	0.0054915	0.0025337	0.0001446
COMBO 3	0.0030827	0.0018722	0.0004552	0.0030827	0.0018722	0.0004552
COMBO 4	0.0038935	0.0034632	0.0002711	0.0067027	0.0049939	0.0005330
COMBO 5	0.0033170	0.0030022	0.0001597	0.0057163	0.0040026	0.0003382
COMBO 6	0.0045081	0.0030022	0.0010329	0.0045081	0.0030022	0.0010329

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.508 ㎜ ≤ 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	0.0036601	0.0020574	0.0000701	449.824	105.648	-119.888
	2	0.0036601	0.0019662	0.0000701	429.886	105.648	-119.888
	3	0.0036601	0.0017839	0.0000701	390.011	105.648	-119.888
COMBO 2	1	0.0031441	0.0018910	0.0000108	413.431	92.446	-106.919
	2	0.0031441	0.0018769	0.0000108	410.353	92.446	-106.919
	3	0.0031441	0.0018487	0.0000108	404.197	92.446	-106.919
COMBO 3	1	0.0030827	0.0026613	0.0004552	581.848	138.634	-111.025
	2	0.0030827	0.0020695	0.0004552	452.457	138.634	-111.025
	3	0.0030827	0.0008858	0.0004552	193.675	138.634	-111.025
COMBO 4	1	0.0038935	0.0039331	0.0002711	859.898	105.648	-111.889
	2	0.0038935	0.0035807	0.0002711	782.851	105.648	-111.889
	3	0.0038935	0.0028759	0.0002711	628.758	105.648	-111.889
COMBO 5	1	0.0033170	0.0032790	0.0001597	716.900	92.446	-100.992
	2	0.0033170	0.0030714	0.0001597	671.503	92.446	-100.992
	3	0.0033170	0.0026561	0.0001597	580.709	92.446	-100.992
COMBO 6	1	0.0045081	0.0047925	0.0010329	1047.790	184.288	-126.973
	2	0.0045081	0.0034497	0.0010329	754.225	184.288	-126.973
	3	0.0045081	0.0007643	0.0010329	167.097	184.288	-126.973

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0063465	0.0030628	0.0002263	669.620	179.602	-199.548
	2	0.0063465	0.0027686	0.0002263	605.300	179.602	-199.548
	3	0.0063465	0.0021802	0.0002263	476.661	179.602	-199.548
COMBO 2	1	0.0054915	0.0027844	0.0001446	608.752	157.159	-176.738
	2	0.0054915	0.0025964	0.0001446	567.648	157.159	-176.738
	3	0.0054915	0.0022203	0.0001446	485.440	157.159	-176.738
COMBO 3	1	0.0030827	0.0026613	0.0004552	581.848	138.634	-111.025
	2	0.0030827	0.0020695	0.0004552	452.457	138.634	-111.025
	3	0.0030827	0.0008858	0.0004552	193.675	138.634	-111.025
COMBO 4	1	0.0067027	0.0059177	0.0005330	1293.808	179.602	-187.339
	2	0.0067027	0.0052248	0.0005330	1142.317	179.602	-187.339
	3	0.0067027	0.0038390	0.0005330	839.337	179.602	-187.339
COMBO 5	1	0.0057163	0.0045889	0.0003382	1003.285	157.159	-169.031
	2	0.0057163	0.0041492	0.0003382	907.149	157.159	-169.031
	3	0.0057163	0.0032698	0.0003382	714.877	157.159	-169.031
COMBO 6	1	0.0045081	0.0047925	0.0010329	1047.790	184.288	-126.973
	2	0.0045081	0.0034497	0.0010329	754.225	184.288	-126.973
	3	0.0045081	0.0007643	0.0010329	167.097	184.288	-126.973

ⓒ 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	1.733	0	449.824	105.648	-119.888	12
	2	0.433	0	429.886	105.648	-119.888	12
	3	-2.167	0	390.011	105.648	-119.888	12
	계			15236.644	3803.332	-2864.489	36
COMBO 2	1	1.733	0	413.431	92.446	-106.919	12
	2	0.433	0	410.353	92.446	-106.919	12
	3	-2.167	0	404.197	92.446	-106.919	12
	계			14735.764	3328.072	-3624.998	36
COMBO 3	1	1.733	0	581.848	138.634	-111.025	12
	2	0.433	0	452.457	138.634	-111.025	12
	3	-2.167	0	193.675	138.634	-111.025	12
	계			14735.764	4990.818	5422.761	36
COMBO 4	1	1.733	0	859.898	105.648	-111.889	12
	2	0.433	0	782.851	105.648	-111.889	12
	3	-2.167	0	628.758	105.648	-111.889	12
	계			27258.090	3803.332	1580.969	36
COMBO 5	1	1.733	0	716.900	92.446	-100.992	12
	2	0.433	0	671.503	92.446	-100.992	12
	3	-2.167	0	580.709	92.446	-100.992	12
	계			23629.340	3328.072	-330.811	36
COMBO 6	1	1.733	0	1047.790	184.288	-126.973	12
	2	0.433	0	754.225	184.288	-126.973	12
	3	-2.167	0	167.097	184.288	-126.973	12
	계			23629.340	6634.356	16800.460	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	669.620	179.602	-199.548	12
	2	0.433	0	605.300	179.602	-199.548	12
	3	-2.167	0	476.661	179.602	-199.548	12
	계			21018.976	6465.665	-2501.258	36
COMBO 2	1	1.733	0	608.752	157.159	-176.738	12
	2	0.433	0	567.648	157.159	-176.738	12
	3	-2.167	0	485.440	157.159	-176.738	12
	계			19942.084	5657.723	-3370.212	36
COMBO 3	1	1.733	0	581.848	138.634	-111.025	12
	2	0.433	0	452.457	138.634	-111.025	12
	3	-2.167	0	193.675	138.634	-111.025	12
	계			14735.764	4990.818	5422.761	36
COMBO 4	1	1.733	0	1293.808	179.602	-187.339	12
	2	0.433	0	1142.317	179.602	-187.339	12
	3	-2.167	0	839.337	179.602	-187.339	12
	계			39305.545	6465.665	4284.304	36
COMBO 5	1	1.733	0	1003.285	157.159	-169.031	12
	2	0.433	0	907.149	157.159	-169.031	12
	3	-2.167	0	714.877	157.159	-169.031	12
	계			31503.732	5657.723	913.608	36
COMBO 6	1	1.733	0	1047.750	184.288	-126.973	12
	2	0.433	0	754.225	184.288	-126.973	12
	3	-2.167	0	167.097	184.288	-126.973	12
	계			23629.340	6634.356	16800.460	36

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	531389	943062
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	7870770	7870770
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	20691380	20691380
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	0.0071573	0.0019359	-0.0001384	0.0121675	0.0026705	-0.0001209
COMBO 2	0.0062630	0.0018722	-0.0001752	0.0106471	0.0025337	-0.0001629
COMBO 3	0.0052921	0.0018722	0.0002621	0.0052921	0.0018722	0.0002621
COMBO 4	0.0071573	0.0034632	0.0000764	0.0121675	0.0049939	0.0002071
COMBO 5	0.0062630	0.0030022	-0.0000160	0.0106471	0.0040026	0.0000442
COMBO 6	0.0070349	0.0030022	0.0008120	0.0070349	0.0030022	0.0008120

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.157 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0071573	0.0016959	-0.0001384	370.777	105.648	0.000
	2	0.0071573	0.0018759	-0.0001384	410.124	105.648	0.000
	3	0.0071573	0.0022358	-0.0001384	488.819	105.648	0.000
COMBO 2	1	0.0062630	0.0015685	-0.0001752	342.935	92.446	0.000
	2	0.0062630	0.0017963	-0.0001752	392.729	92.446	0.000
	3	0.0062630	0.0022518	-0.0001752	492.317	92.446	0.000
COMBO 3	1	0.0052921	0.0023265	0.0002621	508.645	138.634	0.000
	2	0.0052921	0.0019858	0.0002621	434.156	138.634	0.000
	3	0.0052921	0.0013044	0.0002621	285.179	138.634	0.000
COMBO 4	1	0.0071573	0.0035956	0.0000764	786.125	105.648	0.000
	2	0.0071573	0.0034963	0.0000764	764.408	105.648	0.000
	3	0.0071573	0.0032977	0.0000764	720.975	105.648	0.000
COMBO 5	1	0.0062630	0.0029745	-0.0000160	650.312	92.446	0.000
	2	0.0062630	0.0029952	-0.0000160	654.856	92.446	0.000
	3	0.0062630	0.0030368	-0.0000160	663.944	92.446	0.000
COMBO 6	1	0.0070349	0.0044096	0.0008120	964.071	184.288	0.000
	2	0.0070349	0.0033540	0.0008120	733.296	184.288	0.000
	3	0.0070349	0.0012429	0.0008120	271.745	184.288	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0121675	0.0024610	-0.0001209	538.050	179.602	0.000
	2	0.0121675	0.0026181	-0.0001209	572.408	179.602	0.000
	3	0.0121675	0.0029324	-0.0001209	641.124	179.602	0.000
COMBO 2	1	0.0106471	0.0022514	-0.0001629	492.221	157.159	0.000
	2	0.0106471	0.0024631	-0.0001629	538.515	157.159	0.000
	3	0.0106471	0.0028866	-0.0001629	631.104	157.159	0.000
COMBO 3	1	0.0052921	0.0023265	0.0002621	508.645	138.634	0.000
	2	0.0052921	0.0019858	0.0002621	434.156	138.634	0.000
	3	0.0052921	0.0013044	0.0002621	285.179	138.634	0.000
COMBO 4	1	0.0121675	0.0053528	0.0002071	1170.288	179.602	0.000
	2	0.0121675	0.0050836	0.0002071	1111.437	179.602	0.000
	3	0.0121675	0.0045452	0.0002071	993.737	179.602	0.000
COMBO 5	1	0.0106471	0.0040792	0.0000442	891.836	157.159	0.000
	2	0.0106471	0.0040218	0.0000442	879.287	157.159	0.000
	3	0.0106471	0.0039070	0.0000442	854.188	157.159	0.000
COMBO 6	1	0.0070349	0.0044096	0.0008120	964.071	184.288	0.000
	2	0.0070349	0.0033540	0.0008120	733.296	184.288	0.000
	3	0.0070349	0.0012429	0.0008120	271.745	184.288	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	1.733	0	370.777	105.648	0.000	12
	2	0.433	0	410.124	105.648	0.000	12
	3	-2.167	0	488.819	105.648	0.000	12
	계			15236.644	3803.332	-2864.489	36
COMBO 2	1	1.733	0	342.935	92.446	0.000	12
	2	0.433	0	392.729	92.446	0.000	12
	3	-2.167	0	492.317	92.446	0.000	12
	계			14735.764	3328.072	-3624.998	36
COMBO 3	1	1.733	0	508.645	138.634	0.000	12
	2	0.433	0	434.156	138.634	0.000	12
	3	-2.167	0	285.179	138.634	0.000	12
	계			14735.764	4990.818	5422.761	36
COMBO 4	1	1.733	0	786.125	105.648	0.000	12
	2	0.433	0	784.408	105.648	0.000	12
	3	-2.167	0	720.975	105.648	0.000	12
	계			27258.090	3803.332	1580.969	36
COMBO 5	1	1.733	0	650.312	92.446	0.000	12
	2	0.433	0	654.856	92.446	0.000	12
	3	-2.167	0	663.944	92.446	0.000	12
	계			23629.340	3328.072	-330.811	36
COMBO 6	1	1.733	0	964.071	184.288	0.000	12
	2	0.433	0	733.296	184.288	0.000	12
	3	-2.167	0	271.745	184.288	0.000	12
	계			23629.340	6634.356	16800.460	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	538.050	179.602	0.000	12
	2	0.433	0	572.408	179.602	0.000	12
	3	-2.167	0	641.124	179.602	0.000	12
	계			21018.976	6465.665	-2501.258	36
COMBO 2	1	1.733	0	492.221	157.159	0.000	12
	2	0.433	0	538.515	157.159	0.000	12
	3	-2.167	0	631.104	157.159	0.000	12
	계			19942.084	5657.723	-3370.212	36
COMBO 3	1	1.733	0	508.645	138.634	0.000	12
	2	0.433	0	434.156	138.634	0.000	12
	3	-2.167	0	285.179	138.634	0.000	12
	계			14735.764	4990.818	5422.761	36
COMBO 4	1	1.733	0	1170.288	179.602	0.000	12
	2	0.433	0	1111.437	179.602	0.000	12
	3	-2.167	0	993.737	179.602	0.000	12
	계			39305.545	6465.665	4284.304	36
COMBO 5	1	1.733	0	891.836	157.159	0.000	12
	2	0.433	0	879.287	157.159	0.000	12
	3	-2.167	0	854.188	157.159	0.000	12
	계			31503.732	5657.723	913.608	36
COMBO 6	1	1.733	0	804.071	184.288	0.000	12
	2	0.433	0	733.296	184.288	0.000	12
	3	-2.167	0	271.745	184.288	0.000	12
	계			23629.340	6634.356	16800.460	36

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	449.824	105.648	-119.888	669.620	179.602	-199.548
	2	429.886	105.648	-119.888	605.300	179.602	-199.548
	3	390.011	105.648	-119.888	476.661	179.602	-199.548
COMBO 2	1	413.431	92.446	-106.919	608.752	157.159	-176.738
	2	410.353	92.446	-106.919	567.648	157.159	-176.738
	3	404.197	92.446	-106.919	485.440	157.159	-176.738
COMBO 3	1	581.848	138.634	-111.025	581.848	138.634	-111.025
	2	452.457	138.634	-111.025	452.457	138.634	-111.025
	3	193.675	138.634	-111.025	193.675	138.634	-111.025
COMBO 4	1	859.898	105.648	-111.889	1293.808	179.602	-187.339
	2	782.851	105.648	-111.889	1142.317	179.602	-187.339
	3	628.758	105.648	-111.889	839.337	179.602	-187.339
COMBO 5	1	716.900	92.446	-100.992	1003.285	157.159	-169.031
	2	671.503	92.446	-100.992	907.149	157.159	-169.031
	3	580.709	92.446	-100.992	714.877	157.159	-169.031
COMBO 6	1	1047.790	184.288	-126.973	1047.790	184.288	-126.973
	2	754.225	184.288	-126.973	754.225	184.288	-126.973
	3	167.097	184.288	-126.973	167.097	184.288	-126.973

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	370.777	105.648	0.000	538.050	179.602	0.000
	2	410.124	105.648	0.000	572.408	179.602	0.000
	3	488.819	105.648	0.000	641.124	179.602	0.000
COMBO 2	1	342.935	92.446	0.000	492.221	157.159	0.000
	2	392.729	92.446	0.000	538.515	157.159	0.000
	3	492.317	92.446	0.000	631.104	157.159	0.000
COMBO 3	1	508.645	138.634	0.000	508.645	138.634	0.000
	2	434.156	138.634	0.000	434.156	138.634	0.000
	3	285.179	138.634	0.000	285.179	138.634	0.000
COMBO 4	1	786.125	105.648	0.000	1170.288	179.602	0.000
	2	764.408	105.648	0.000	1111.437	179.602	0.000
	3	720.975	105.648	0.000	993.737	179.602	0.000
COMBO 5	1	650.312	92.446	0.000	891.836	157.159	0.000
	2	654.856	92.446	0.000	879.287	157.159	0.000
	3	663.944	92.446	0.000	854.188	157.159	0.000
COMBO 6	1	964.071	184.288	0.000	964.071	184.288	0.000
	2	733.296	184.288	0.000	733.296	184.288	0.000
	3	271.745	184.288	0.000	271.745	184.288	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 994.700 kN(평상시)

Ra2 = 1492.050 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.157 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.035 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 471.200 kN(평상시)

Pa2 = 706.800 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	449.824	390.011	994.700	471.200	O.K
	HINGE	488.819	370.777	994.700	471.200	O.K
COMBO 2	FIX	413.431	404.197	994.700	471.200	O.K
	HINGE	492.317	342.935	994.700	471.200	O.K
COMBO 3	FIX	581.848	193.675	1492.050	706.800	O.K
	HINGE	508.645	285.179	1492.050	706.800	O.K
COMBO 4	FIX	859.898	628.758	994.700	471.200	O.K
	HINGE	786.125	720.975	994.700	471.200	O.K
COMBO 5	FIX	716.900	580.709	994.700	471.200	O.K
	HINGE	663.944	650.312	994.700	471.200	O.K
COMBO 6	FIX	1047.790	167.097	1492.050	706.800	O.K
	HINGE	964.071	271.745	1492.050	706.800	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	449.824	119.888	95.922	140	O.K
	HINGE	488.819	79.104	75.867	140	O.K
COMBO 2	FIX	413.431	106.919	86.349	140	O.K
	HINGE	492.317	69.219	70.617	140	O.K
COMBO 3	FIX	581.848	111.025	99.656	210	O.K
	HINGE	508.645	85.736	80.842	210	O.K
COMBO 4	FIX	859.898	111.889	118.346	140	O.K
	HINGE	786.125	79.104	95.340	140	O.K
COMBO 5	FIX	716.900	100.992	102.939	140	O.K
	HINGE	663.944	69.219	81.858	140	O.K
COMBO 6	FIX	1047.790	126.973	139.014	210	O.K
	HINGE	964.071	113.970	126.322	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	105.648	13.835	80	O.K
	HINGE	105.648	13.835	80	O.K
COMBO 2	FIX	92.446	12.106	80	O.K
	HINGE	92.446	12.106	80	O.K
COMBO 3	FIX	138.634	18.155	120	O.K
	HINGE	138.634	18.155	120	O.K
COMBO 4	FIX	105.648	13.835	80	O.K
	HINGE	105.648	13.835	80	O.K
COMBO 5	FIX	92.446	12.106	80	O.K
	HINGE	92.446	12.106	80	O.K
COMBO 6	FIX	184.288	24.133	120	O.K
	HINGE	184.288	24.133	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	859.898	19.458	14.163	10.129	20	0	O.K
	HINGE	786.125	22.519	13.781	9.113	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	1047.790	28.511	16.881	10.971	26.60	-3	O.K
	HINGE	964.071	40.657	17.347	8.919	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	167.097	28.511	8.538	2.628	26.60	-3	O.K
	HINGE	271.745	40.657	10.788	2.360	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

= 1.331 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.331 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 = 1.13 MPa (평상시)

※ τpa = 1.130 MPa (평상시) 적용

= 1.503 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	12.700	0.235	1.130	O.K
	HINGE	34.899	0.646	1.130	O.K
지진시최대	FIX	31.005	0.574	1.503	O.K
	HINGE	75.486	1.397	1.503	O.K

종점 교대

목 차

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

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

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

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

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

6. 철근량 검토

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

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

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

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

11. 말 뚝 계 산
- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1586	886.081	O.K
	허용인발력(kN/EA)	232.412	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	116.722	O.K
	전단응력(MPa)	80	14.392	O.K
	수평변위(mm)	15	7.443	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1039.879	O.K
	허용인발력(kN/EA)	348.618	-	O.K
	휨응력(MPa)	210	124.349	O.K
	전단응력(MPa)	120	23.769	O.K
	수평변위(mm)	15	6.926	O.K

■ 단면 휨 설계

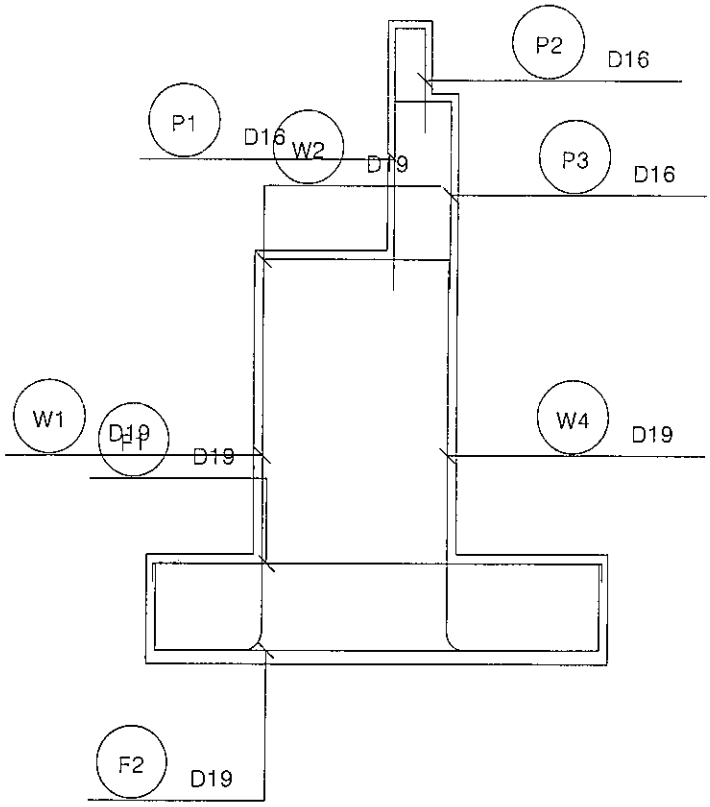
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1210.44	2292	321.349	603.833	1.879	O.K
후면저판		1200	100	423.465	2292	118.446	633.056	5.345	O.K
벽체 : H=5.803		2300	100	1053.55	2292	588.962	1275.962	2.166	O.K
흉벽		800	80	693.528	1588.8	126.43	286.971	2.27	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1140.04	1588.8	105.126	145.17	1.381	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2592.32	3096.8	231.985	274.202	1.182	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	972.997	1588.8	90.027	145.17	1.613	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2253.39	2292	203.086	206.4	1.016	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1218.48	2292	112.18	206.4	1.84	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2558.45	3096.8	229.116	274.202	1.197	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1180.08	2292	108.73	206.4	1.898	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2168.56	2292	195.786	206.4	1.054	O.K

■ 사용성 검토

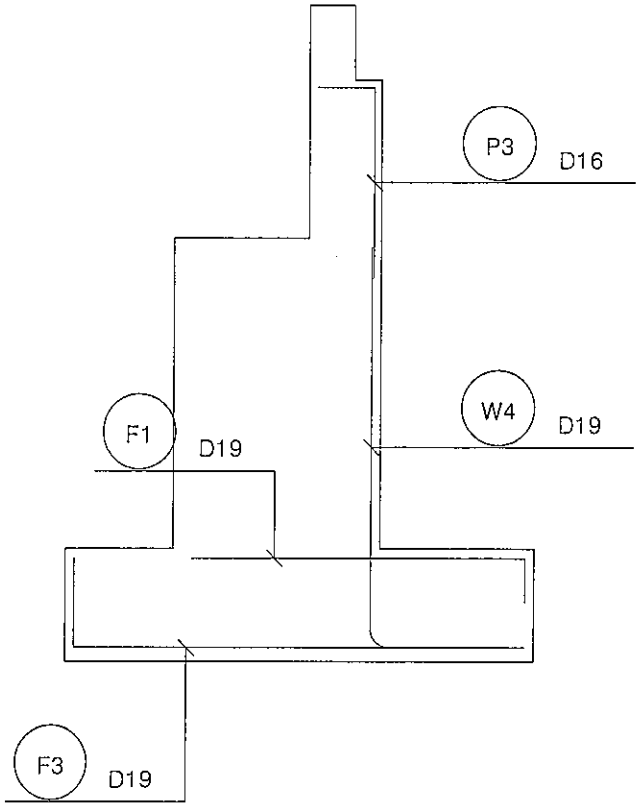
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		93.023	150	125	495.313	O.K
후면저판		23.862	150	125	2640.171	O.K
벽체 : H=5.803		48.179	150	125	1307.632	O.K
흉벽		68.7	150	125	917.035	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	113.395	150	125	514.478	O.K
	A(T=450 mm)	131.777	150	125	425.101	O.K
	B(T=450 mm)	97.108	150	125	630.95	O.K
	C(T=450 mm)	153.916	150	125	335.393	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	85.019	150	125	741.008	O.K
	A(T=450 mm)	130.147	150	125	432.583	O.K
	B(T=450 mm)	82.405	150	125	764.521	O.K
	C(T=450 mm)	148.383	150	125	354.47	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

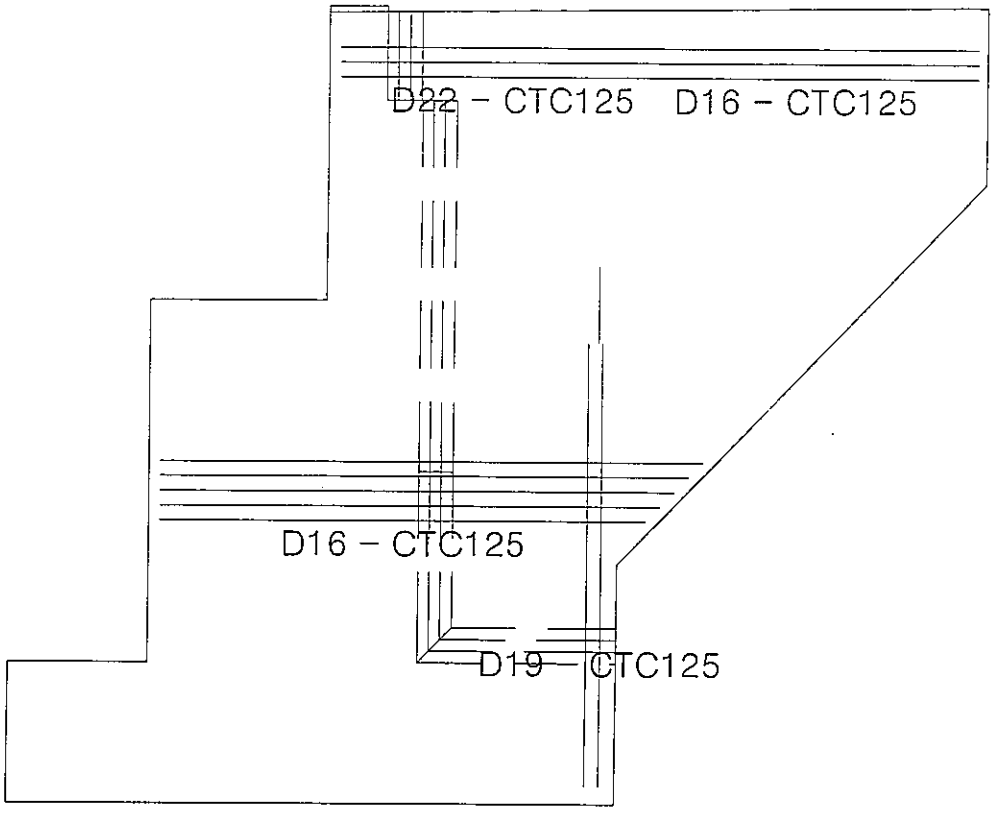


- ② Cycle (CTC = 250)

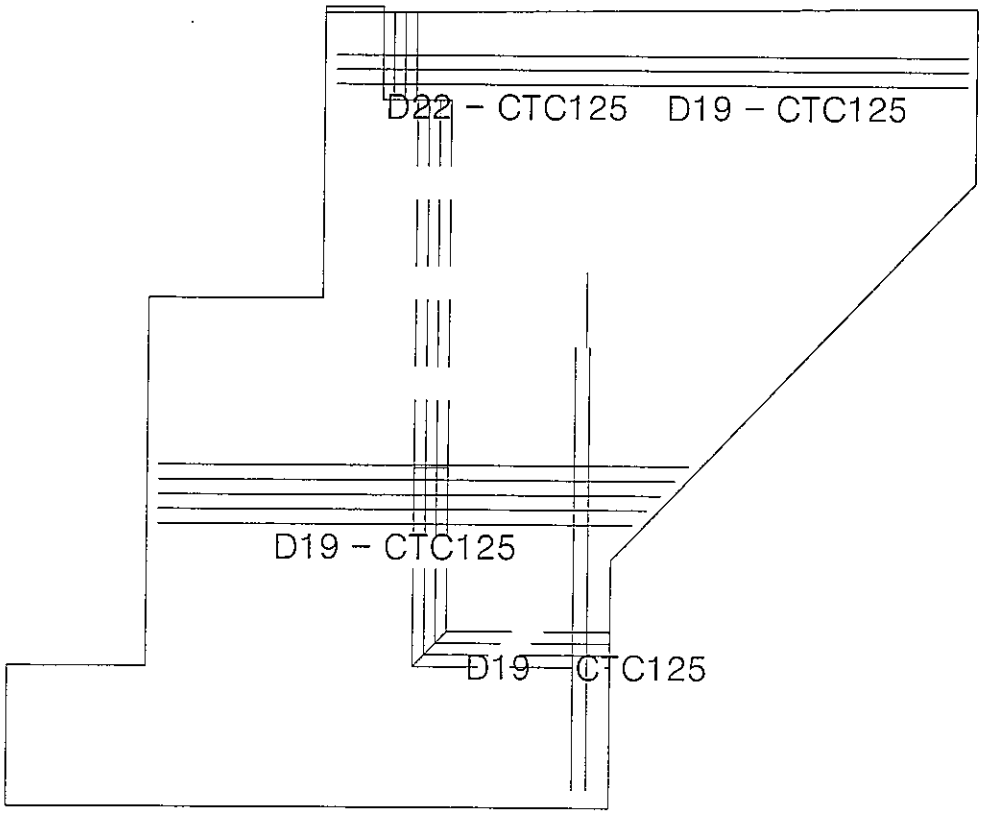


▣ 주철근 조립도

- 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 = 25.044 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.003 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 104.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 355.118 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 124.892 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 5.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 23.660 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.282 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : ⅰ 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

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

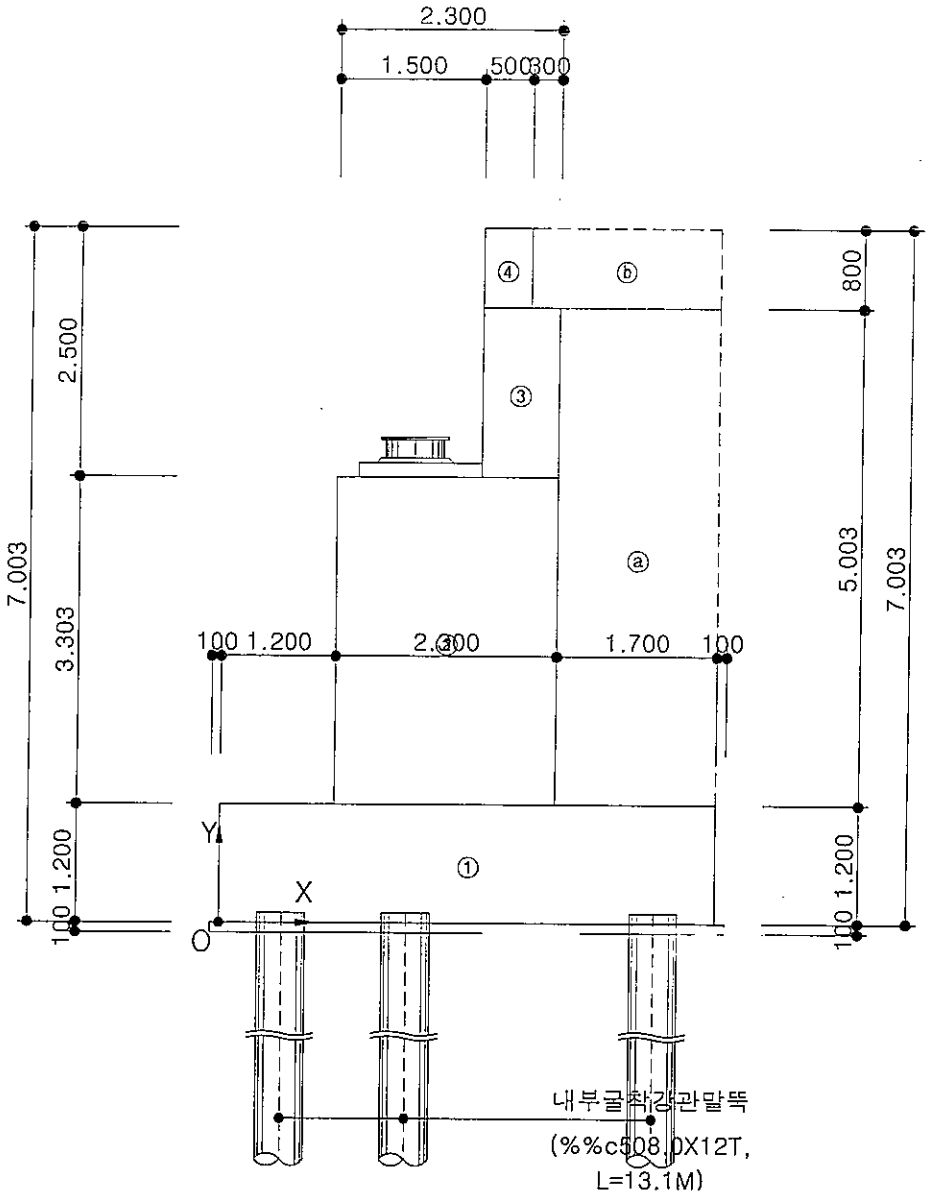
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (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	8	9	계
고정하중	1010.38	1000.18	977.925	971.893	974.052	971.440	978.237	1004.189	1005.253	8893.541
활하중	295.692	347.215	357.483	333.478	329.186	331.281	353.746	391.446	388.265	3127.792

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
교축방향	186.717	184.833	180.721	179.606	180.005	179.522	180.778	185.574	185.771	1643.526
직각방향	186.717	184.833	180.721	179.606	180.005	179.522	180.778	185.574	185.771	1643.526

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

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	5.200 × 1.200	= 6.240	25.000	156.000	12.012
	②	2.300 × 3.303	= 7.596	25.000	189.904	14.623
	③	0.800 × 1.700	= 1.360	25.000	34.005	2.618
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 15.596		389.909	30.023
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.003	= 8.505	20.000	170.100	13.098
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.105		202.100	15.562
총 계					592.009	45.585

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	2.600	0.600	405.600	7.207
	②	2.350	2.851	446.274	41.694
	③	3.100	5.353	105.416	14.016
	④	2.950	6.603	29.500	5.084
	소 계			986.790	68.001
뒷채움재	ⓐ	4.350	3.701	739.934	48.481
	ⓑ	4.200	6.603	134.400	16.270
	소 계			874.334	64.750
총 계				1861.124	132.751

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 986.790 / 389.909 = 2.531 m
  Y = 68.001 / 30.023 = 2.265 m
- 뒷채움재 : X = 874.334 / 202.100 = 4.326 m
  Y = 64.750 / 15.562 = 4.161 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)

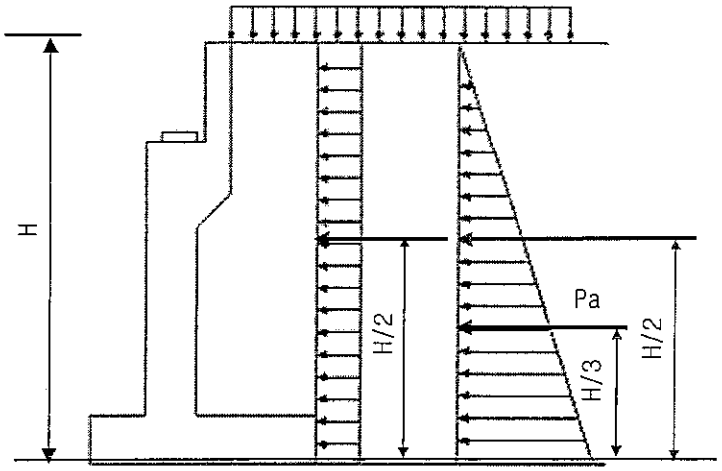
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 7.003 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.003² x cos(0.000)
= 132.901 kN

y = H / 3 = 2.334 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.003 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.003² x cos(0.000)
= 153.989 kN

y = H / 2 = 3.501 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.803 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.803² x cos(11.667 + 0.000)
= 82.776 kN

y = H / 3 = 1.934 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.803 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.803² x cos(0.000 + 0.000)
= 105.736 kN

y = H / 2 = 2.901 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 8893.541 ÷ (24.300 / sin104.000) = 355.118 kN/m

- 활하중반력

Rl = 3127.792 ÷ (24.300 / sin104.000) = 124.892 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

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

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.4$

$= 0.010106$ m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 25.044 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

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

$= 2396.500 \times 0.010106 \times 9 / 25.044$

$= 8.704$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

$Fm = \sum H \div (24.300 / \sin 104.0)$

$= 65.626$ kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1643.526 kN 임. 『지진하중 집계표』 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 2.000 = 20.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.003 m)

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

$= 0.271 \times 10.000 \times 7.003 \times \cos 0.000$

$= 18.978$ kN

$y = H / 2 = 3.501$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.803 m)

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

$= 0.251 \times 10.000 \times 5.803 \times \cos 11.667$

$= 14.264$ kN

$y = H / 2 = 2.901$ 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)	389.909	-	2.531	2.265	986.790	-
2. 교대구체(지진시)	389.909	30.023	2.531	2.265	986.790	68.001
3. 뒷채움재(평상시)	202.100	-	4.326	4.161	874.335	-
4. 뒷채움재(지진시)	202.100	15.562	4.326	4.161	874.335	64.752
5. 배면토압(평상시)	-	132.901	-	2.334	-	310.232
6. 배면토압(지진시)	-	153.989	-	3.501	-	539.187
7. 뒷채움 상재하중	20.000	18.978	4.200	3.501	84.000	66.451
8. 상부 고정하중반력	355.118	-	2.003	-	711.301	-
9. 상부 활하중반력	124.892	-	2.003	-	250.159	-
10. 교량받침마찰력	-	8.704	-	4.903	-	42.673
11. 상부관성력	-	65.626	-	4.903	-	321.743

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)	612.009	151.879	1945.125	376.683
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	592.009	132.901	1861.125	310.232
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	592.009	199.574	1861.125	671.940
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1092.019	160.583	2906.585	419.356
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	947.127	141.605	2572.426	352.905
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	947.127	265.200	2572.426	993.683

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(= 2.383) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	12.000	7.800	-
2 열	1.950	12.000	23.400	-
3 열	4.550	12.000	54.600	-
계	-	36.000	85.800	2.383

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	15327.153	3803.658	-0.179	-2743.560
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	14826.273	3328.373	-0.236	-3499.001
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14826.273	4998.131	0.375	5559.853
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	27348.524	4021.641	0.106	2898.944
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	23719.849	3546.356	0.040	948.794
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23719.849	6641.669	0.716	16983.412

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

각 작용력은 교대의 전폭 25.044 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.

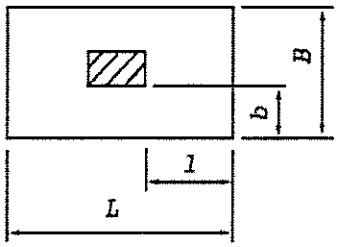
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 151227.958 x 36 / (25.044 x 5.200) = 41805.083 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 25.044 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 36 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 41805.083) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.228$ (m-1)

독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 1.700) = 1.700
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.600, 뒷굽기준으로 검토

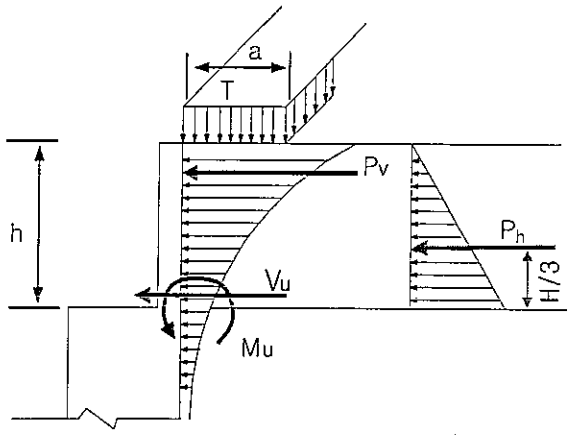


$\beta\lambda$ = 0.228 x 1.700 = 0.387 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (2.500 - 0.36) = 61.564 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 2.500^2 x cos11.667 = 15.367 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.500 x 15.367 = 12.807 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.367 = 75.023 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 61.564 + 1.70 x 12.807 = 126.430 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.700 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.618 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.618 + 0.770 = 3.388 kN

Mw = 2.618 x 1.700/2 + 0.770 x (1.700 + 0.800/2) = 3.843 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 2.500^2 x cos0.000 = 19.629 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.500 x 19.629 = 24.539 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.388 + 1.00 x 19.629 = 23.017 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 3.843 + 1.00 x 24.539 = 28.382 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	75.023	126.430	
지진시	23.017	28.382	
설계단면력	75.023	126.430	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.803 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	18.011	2.175	-	1.000	18.011	39.181
2. 배면토압(평상시)	82.776	1.934	1.700	-	140.719	272.195
3. 배면토압(지진시)	105.736	2.901	-	1.000	105.736	306.789
4. 뒷채움 상재하중	14.264	2.901	1.700	-	24.249	70.357
5. 교량받침마찰력	8.704	3.703	1.300	-	11.315	41.896
6. 상부관성력	65.626	3.703	-	1.000	65.626	242.992

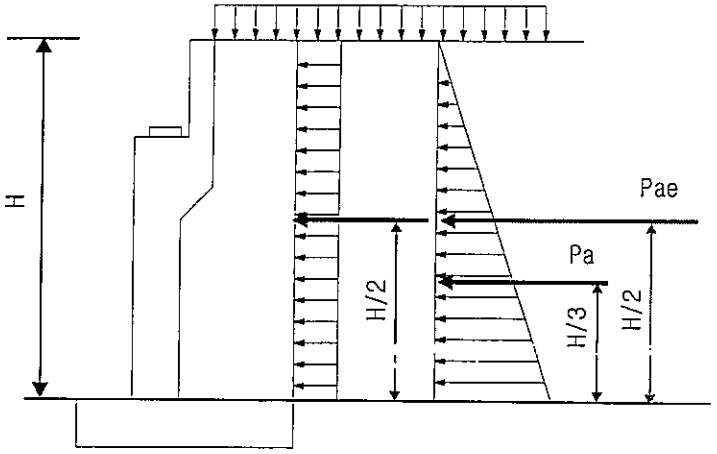
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 18.011 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 39.181 kN.m

y = Mo / Ho = 39.181 / 18.011 = 2.175



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.803 m)	176.283	384.448	
지진시(H = 5.803 m)	189.373	588.962	
설계단면력	189.373	588.962	

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)	389.909	-	2.531	2.265	986.790	-
2. 교대구체(지진시)	389.909	30.023	2.531	2.265	986.790	68.001
3. 뒷채움재(평상시)	202.100	-	4.326	4.161	874.335	-
4. 뒷채움재(지진시)	202.100	15.562	4.326	4.161	874.335	64.752
5. 배면토압(평상시)	-	132.901	-	2.334	-	310.232
6. 배면토압(지진시)	-	153.989	-	3.501	-	539.187
7. 토압의 연직분력	18.454	-	4.633	-	85.504	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	18.978	4.200	3.501	84.000	66.451
9. 상부 고정하중반력	355.118	-	2.003	-	711.301	-
10. 상부 활하중반력	124.892	-	2.003	-	250.159	-
11. 교량받침마찰력	-	8.704	-	4.903	-	42.673
12. 상부관성력	-	65.626	-	4.903	-	321.743

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+	843.984	258.194	2745.419	640.361
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	800.984	225.932	2564.819	527.394
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	592.009	199.574	1861.125	671.940
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1574.155	269.510	4207.952	695.836
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1262.637	237.247	3489.511	582.869
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+8+	947.127	265.200	2572.426	993.683

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(=2.383) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

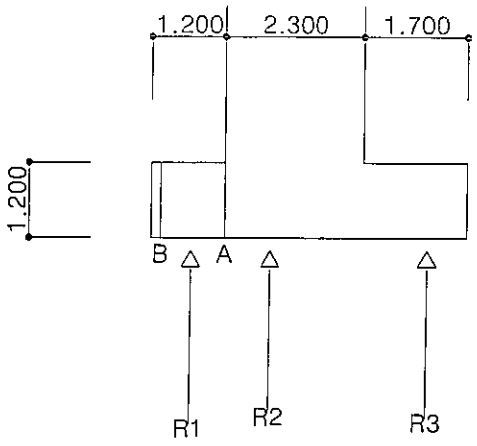
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	21136.723	6466.218	-0.111	-2346.176
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	20059.831	5658.233	-0.160	-3209.573
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14826.273	4998.131	0.375	5559.853
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	39423.130	6749.596	0.152	5992.316
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	31621.479	5941.611	0.081	2561.340
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23719.849	6641.669	0.716	16983.412

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시). COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.044 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 25.044 (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 25.044 (kN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 25.044 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	674.120	608.880	640.840
COMB 2	614.150	571.450	630.700
COMB 3	581.100	454.160	284.550
COMB 4	1325.920	1152.800	957.900
COMB 5	1036.560	917.920	819.740
COMB 6	1039.880	754.130	270.070

- 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	177.656	5.850	149.576
COMB 2	0.000	161.851	5.850	133.771
COMB 3	0.000	153.141	4.500	131.541
COMB 4	0.000	349.429	5.850	321.349
COMB 5	0.000	273.172	5.850	245.092
COMB 6	0.000	274.047	4.500	252.447

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

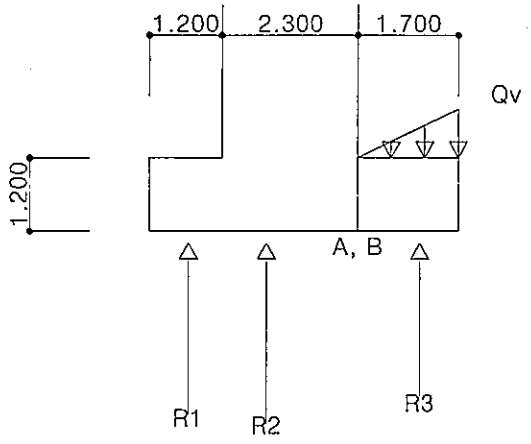
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 12본 / 25.044 (kN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 25.044 (kN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 25.044 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	544.160	576.390	478.400
COMB 2	498.430	542.520	486.050
COMB 3	513.670	437.300	200.270
COMB 4	1204.840	1122.520	806.540
COMB 5	925.290	890.100	680.640
COMB 6	969.940	736.650	182.640

- 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 = 202.100 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 202.100 kN

Ma = 202.100 x (4.326 - 3.500) = 166.985 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 5.803^2 x sin11.667

= 18.454 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 18.454 / 1.700

= 21.710 kN

Vb = 21.710 x 1.700 / 2 = 18.454 kN

Ma = 21.710 x 1.700 x 1.700 / 3 = 20.914 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	229.229	240.691	167.722	99.366
COMB 2	232.895	244.540	127.506	64.450
COMB 3	95.961	100.759	157.139	109.576
COMB 4	386.460	405.783	10.491	-65.727
COMB 5	326.134	342.441	34.267	-33.452
COMB 6	87.513	91.889	165.586	118.446

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	321.3	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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1210.444 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.894]

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 = 1210.444 mm²

ρmin = Max(1210.444, 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 (= 321.349 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.879]

* 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	118.4	167.7

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 423.465 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.412]

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 = 423.465 mm²

ρmin = Max(423.465, 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 (= 118.446 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.345]

* 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 (= 167.722 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=5.803

* 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	589.0	189.4

* 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 (2200.00 - 39.654) / 39.654 = 0.16344

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1053.553 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.175]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00104

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (2200.00 - a/2) = 1275.962 kN.m

≥ Mu (= 588.962 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.166]

* 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 (= 189.373 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	126.4	75.0

* 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

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 693.528 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.291]

1단 : 016 - 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 (= 126.430 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.270]

* 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 (= 75.023 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 (2.500 - 0.36) = 61.564 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 2.500^2 x cos11.667 = 15.367 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.500 x 15.367 = 12.807 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.367 = 44.131 kN

Ms = 61.564 + 12.807 = 74.371 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.803 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	18.011	2.175	-	1.000	18.011	39.181
2. 배면토압(평상시)	82.776	1.934	1.000	-	82.776	160.115
3. 배면토압(지진시)	105.736	2.901	-	1.000	105.736	306.789
4. 뒷채움 상재하중	14.264	2.901	1.000	-	14.264	41.387
5. 교량받침마찰력	8.704	3.703	1.000	-	8.704	32.228
6. 상부관성력	65.626	3.703	-	1.000	65.626	242.992

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 18.011 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 39.181 kN.m

y = Mo / Ho = 39.181 / 18.011 = 2.175

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	105.744	233.729	

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+	630.463	151.879	2030.629	376.683
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	610.463	132.901	1946.629	310.232
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	592.009	199.574	1861.125	671.940
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1110.473	160.583	2992.089	419.356
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	965.581	141.605	2657.930	352.905
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	947.127	265.200	2572.426	993.683

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(=2.383) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

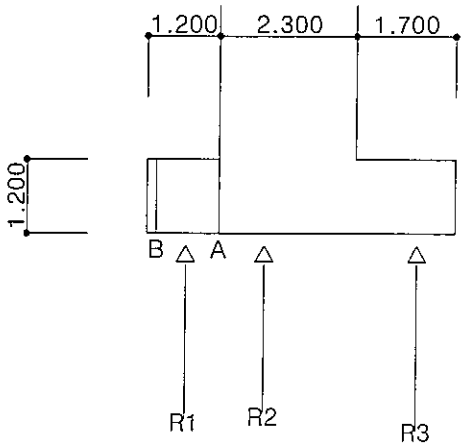
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	15789.315	3803.658	-0.240	-3789.436
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	15288.435	3328.373	-0.297	-4540.665
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14826.273	4998.131	0.375	5559.853
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	27810.686	4021.641	0.067	1863.316
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	24182.011	3540.356	-0.004	-96.728
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	23719.849	6641.669	0.716	16983.412

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.044 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 25.044 (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 25.044 (kN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 25.044 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	454.300	432.890	488.560
COMB 2	418.600	413.530	491.950
COMB 3	581.100	454.160	284.550
COMB 4	886.080	791.280	693.310
COMB 5	743.680	680.080	637.160
COMB 6	1039.880	754.130	270.070

- 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

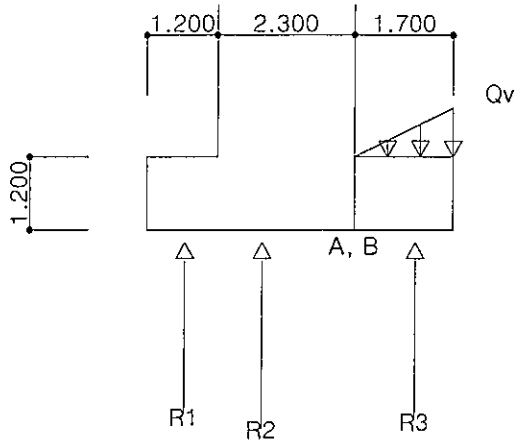
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	119.725	4.500	98.125
COMB 2	0.000	110.317	4.500	88.717
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	233.515	4.500	211.915
COMB 5	0.000	195.987	4.500	174.387
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 25.044 (kN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 25.044 (kN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 25.044 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	375.510	413.190	390.070
COMB 2	347.760	395.820	403.390
COMB 3	513.670	437.300	200.270
COMB 4	812.780	772.950	601.680
COMB 5	676.260	663.230	552.890
COMB 6	969.940	736.650	182.640

- 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	186.905	196.251	101.648	49.448
COMB 2	193.280	202.952	78.266	28.297
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	288.300	302.715	0.253	-57.016
COMB 5	264.922	278.168	6.632	-46.919
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)] = 211.915 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 93.023 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 / 93.02) - 2.5 x 140.50 = 495.31 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.02) = 677.25 mm
Sa는 작은 값인 495.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 495.31 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.016 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 23.862 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 / 23.86) - 2.5 x 90.50 = 3073.96 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 23.86) = 2640.17 mm
Sa는 작은 값인 2640.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2640.17 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.803

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 233.729 x 1000000 / [2292.000 x (2200.000 - 250.135/3)]
= 48.179 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2200.0/(7x2292.000)]
= 250.135 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (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 / 48.18) - 2.5 x 90.50 = 1408.29 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 48.18) = 1307.63 ㎜

Sa는 작은 값인 1307.63 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1307.63 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.371 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 68.700 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 / 68.70) - 2.5 x 72.00 = 966.29 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 68.70) = 917.04 ㎜

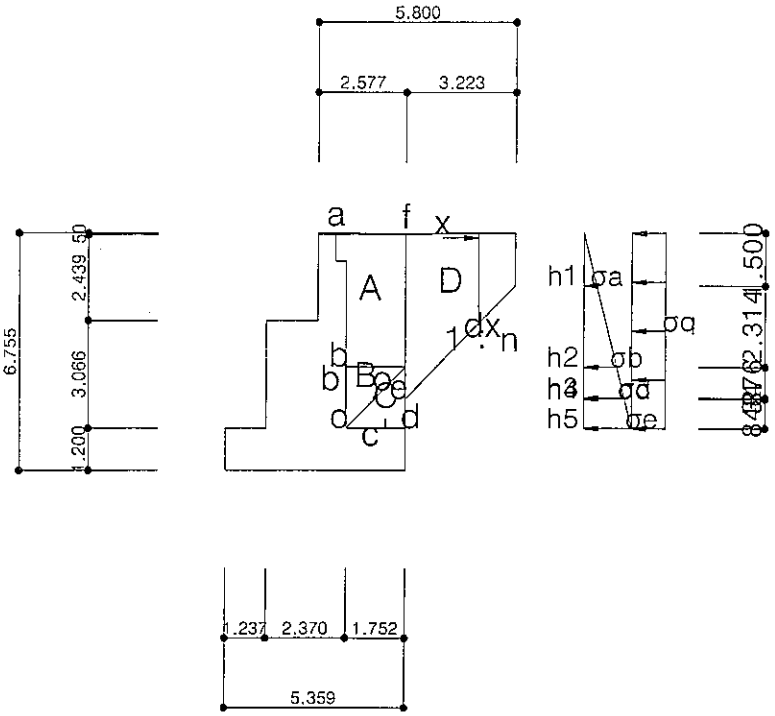
Sa는 작은 값인 917.04 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 917.04 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

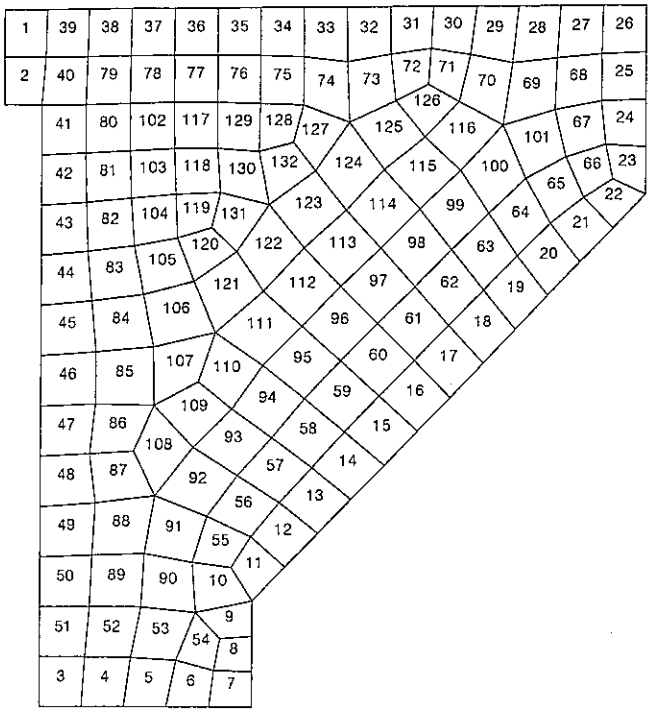


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	105.126	231.985	90.027	203.086
전단력(kN)	84.271	121.187	105.249	209.486

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	61.839	136.462	52.957	119.462
전단력(kN)	49.571	71.287	61.911	123.227

(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	105.1	84.3

* 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 (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1140.040 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.394]

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 (= 105.126 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.381]

* 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 (= 84.271 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	232.0	121.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2592.315 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.195]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 231.985 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.182]

* 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 (= 121.187 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	90.0	105.2

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 972.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.633]

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 (= 90.027 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.613]

* 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 (= 105.249 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	203.1	209.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2253.386 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm). [사용률 = 1.017]

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 (= 203.086 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.016]

* 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 (= 209.486 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 61.839 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 113.395 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 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 / 113.39) - 2.5 x 72.00 = 514.48 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 113.39) = 555.58 mm

Sa는 작은 값인 514.48 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 514.48 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 136.462 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 131.777 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 / 131.78) - 2.5 x 69.00 = 425.10 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 131.78) = 478.08 mm

Sa는 작은 값인 425.10 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 425.10 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 52.957 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 97.108 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 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 / 97.11) - 2.5 x 72.00 = 630.95 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 97.11) = 648.76 mm

Sa는 작은 값인 630.95 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 630.95 mm) ∴ O.K

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 119.462 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 153.916 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 / 153.92) - 2.5 x 70.50 = 335.39 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 153.92) = 409.31 mm

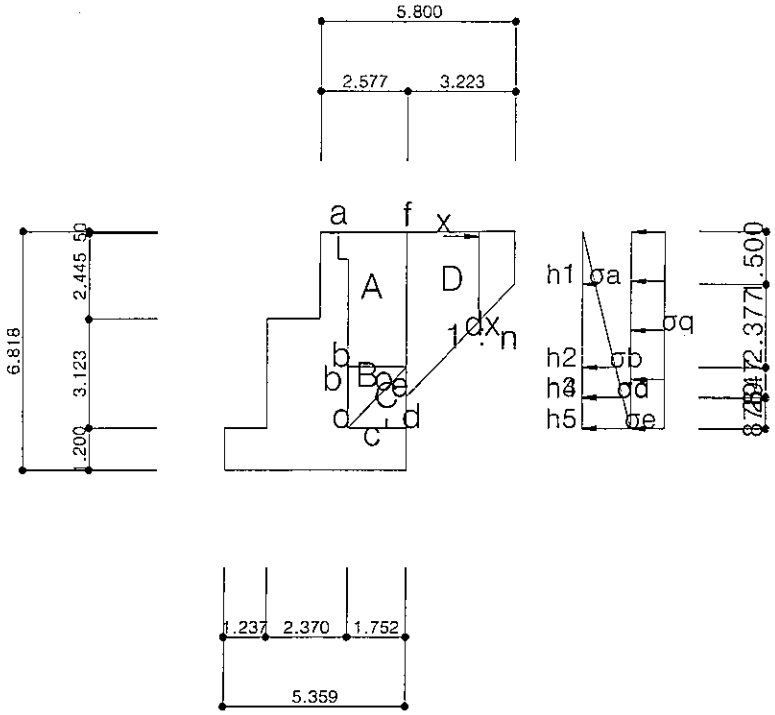
Sa는 작은 값인 335.39 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 335.39 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

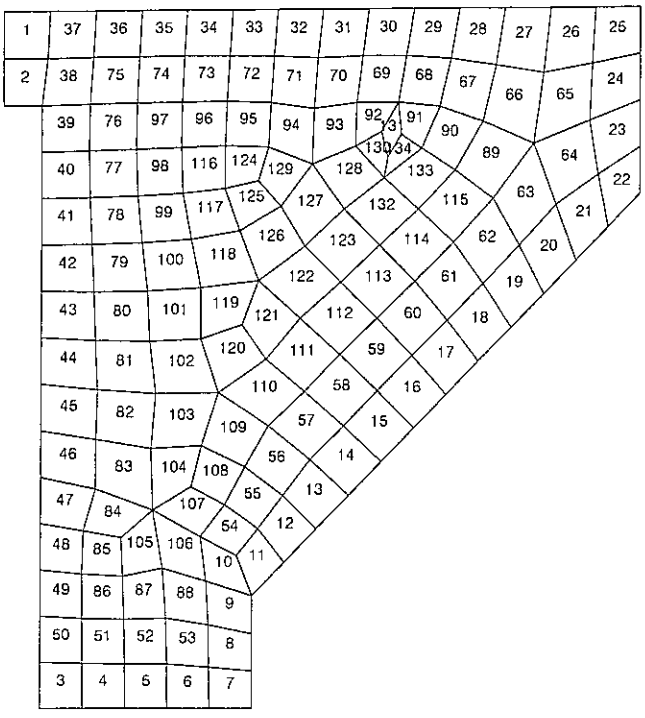


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(33.0°) = 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)	112.180	229.116	108.730	195.786
전단력(kN)	74.977	123.935	109.748	146.920

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	65.988	134.774	63.959	115.168
전단력(kN)	44.104	72.903	64.557	86.423

(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	112.2	75.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1218.480 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.881]

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 (= 112.180 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.840]

* 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 (= 74.977 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa. k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	229.1	123.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2558.446 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.210]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 229.116 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.197]

* 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 (= 123.935 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	108.7	109.7

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1180.082 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.942]

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 (= 108.730 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.898]

* 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 (= 109.748 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	195.8	146.9

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2168.559 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.057]

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 (= 195.786 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.054]

* 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 (= 146.920 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 65.988 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 85.019 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 / 85.02) - 2.5 x 70.50 = 750.01 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 85.02) = 741.01 mm
Sa는 작은 값인 741.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 741.01 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 134.774 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 130.147 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 / 130.15) - 2.5 x 69.00 = 432.58 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 130.15) = 484.07 mm
Sa는 작은 값인 432.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 432.58 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 63.959 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 82.405 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 / 82.40) - 2.5 x 70.50 = 779.40 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.40) = 764.52 ㎜

Sa는 작은 값인 764.52 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 764.52 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.168 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 148.383 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 / 148.38) - 2.5 x 70.50 = 354.47 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 148.38) = 424.58 ㎜

Sa는 작은 값인 354.47 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 354.47 ㎜) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 12.911 = 9.038 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

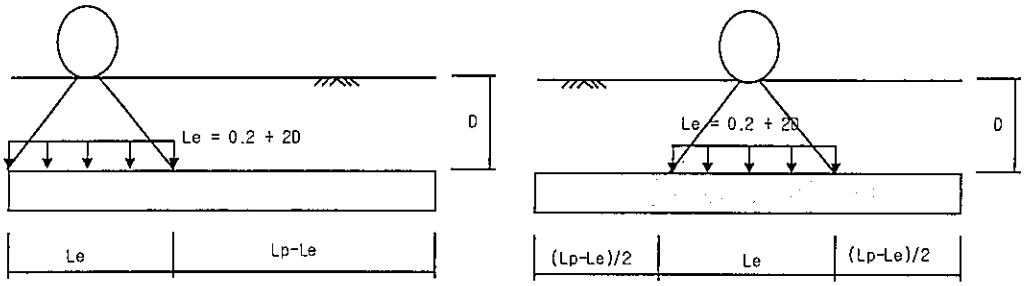
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 9.038 / 2 - 12.500 x 0. = 51.486 kN/m

Md = 12.500 x 9.038^2 / 8 = 127.625 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 9.038 x 0.400) / (2 x 9.038)

= 78.597 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 9.038/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 185.904 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 51.486 + 2.15 x 78.597

= 235.915 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 127.625 + 2.15 x 185.904

= 565.606 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	565.6	235.9

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4624.872 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.111]

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 (= 565.606 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.097]

* 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 (= 235.915 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(9.038) = 18.30% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4624.9 ㎟

필요 철근량 : 4624.9 x 0.183 = 846.1 ㎟ < 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)] = 313.529 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 172.247 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)

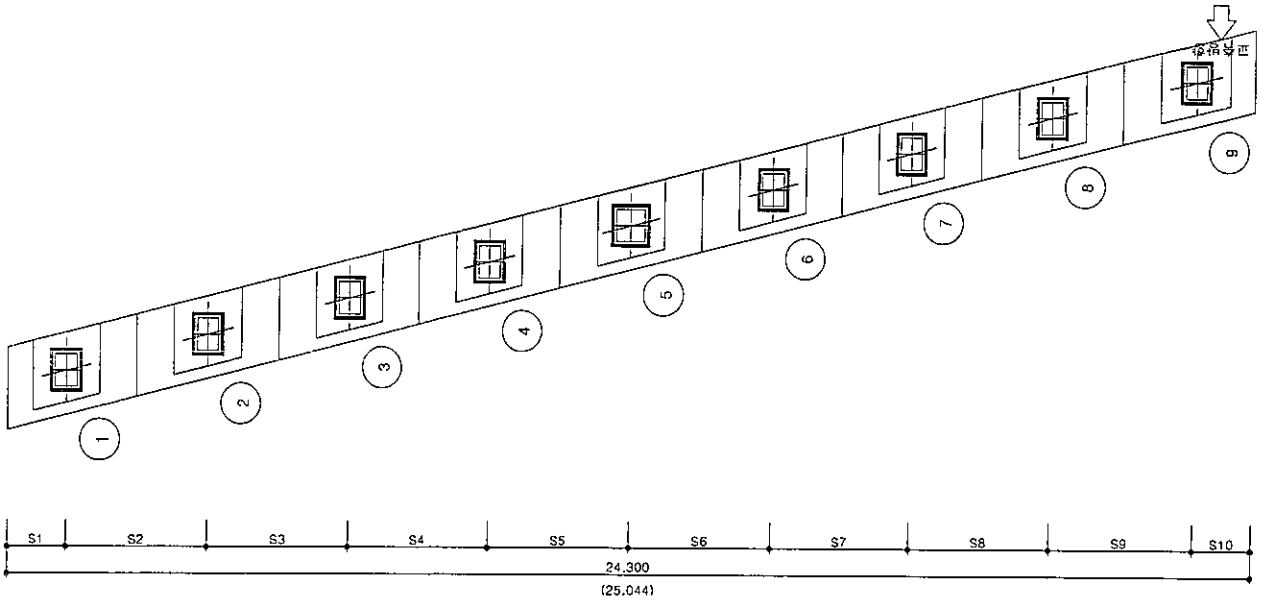
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.25) - 2.5 x 85.50 = 243.44 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.25) = 365.75 mm

Sa는 작은 값인 243.44 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 243.44 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 40.424 = 402.120 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	402.120	610.000	410.000	457.466	O.K
2	402.120	610.000	410.000	457.466	O.K
3	402.120	610.000	410.000	457.466	O.K
4	402.120	610.000	410.000	457.466	O.K
5	402.120	600.000	550.000	445.383	O.K
6	402.120	610.000	410.000	457.466	O.K
7	402.120	610.000	410.000	457.466	O.K
8	402.120	610.000	410.000	457.466	O.K
9	402.120	610.000	410.000	457.466	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 104.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 14.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 40.424 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 14.00^2)$

$= 274.062$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1546 - 80 - 50 = 1416$ mm ≥ 274 mm $\therefore$ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1306.067	O.K	258.822	233.397	O.K
SHOE 2	1750.000	1347.392	O.K	258.822	231.041	O.K
SHOE 3	1750.000	1335.408	O.K	258.822	225.901	O.K
SHOE 4	1750.000	1305.371	O.K	258.822	224.507	O.K
SHOE 5	1750.000	1303.238	O.K	258.822	225.006	O.K
SHOE 6	1750.000	1302.721	O.K	258.822	224.403	O.K
SHOE 7	1750.000	1331.983	O.K	258.822	225.973	O.K
SHOE 8	1750.000	1395.635	O.K	258.822	231.968	O.K
SHOE 9	1750.000	1393.518	O.K	258.822	232.213	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	1306.067	175.486	175.486	1213.000	1683.000	
2	1347.392	173.715	173.715	1213.000	1795.500	
3	1335.408	169.850	169.850	1213.000	1795.500	
4	1305.371	168.802	168.802	1213.000	1795.500	
5	1303.238	169.177	169.177	1353.000	1790.500	
6	1302.721	168.724	168.724	1213.000	1795.500	
7	1331.983	169.904	169.904	1213.000	1795.500	
8	1395.635	174.412	174.412	1213.000	1795.500	
9	1393.518	174.597	174.597	1213.000	1683.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2519.890	4369.200	O.K	2911.331	3972.000	O.K
2	2550.796	4369.200	O.K	2954.622	3972.000	O.K
3	2512.644	4369.200	O.K	2912.878	3972.000	O.K
4	2474.612	4369.200	O.K	2865.844	3972.000	O.K
5	2488.432	4369.200	O.K	2865.500	3972.000	O.K
6	2471.349	4369.200	O.K	2861.787	3972.000	O.K
7	2509.465	4369.200	O.K	2908.673	3972.000	O.K
8	2605.307	4369.200	O.K	3023.592	3972.000	O.K
9	2604.351	4369.200	O.K	3022.001	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1169.908	8738.400	O.K	1169.908	8738.400	O.K
2	1158.100	8738.400	O.K	1158.100	8738.400	O.K
3	1132.334	8738.400	O.K	1132.334	8738.400	O.K
4	1125.350	8738.400	O.K	1125.350	8738.400	O.K
5	1127.850	8738.400	O.K	1127.850	8738.400	O.K
6	1124.825	8738.400	O.K	1124.825	8738.400	O.K
7	1132.695	8738.400	O.K	1132.695	8738.400	O.K
8	1162.745	8738.400	O.K	1162.745	8738.400	O.K
9	1163.977	8738.400	O.K	1163.977	8738.400	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1306.067 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

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

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.4$

$= 0.010106$ m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 2396.500 \times 0.010106$

$= 24.219$ kN/m

Hx1 = 24.219 / 1.15 = 21.060 kN

Hx2 = 233.397 / 1.33 = 175.486 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 175.486 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 233.397 / 1.33 = 175.486 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 175.486 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 803.000 mm b2y = 1150.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1606.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2300.000 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 610.000/1606.000) x 1306.067 x 10^3 /150.000

= 1349.982 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1306.067 x 10^3 /150.000

= 1741.423 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 175.486 x 10^3 / 150.000

= 1169.908 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 175.486 x 10^3 / 150.000

= 1169.908 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1150.000 = 1760.000 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 803.000 mm가 Bxo/2 = 880.000 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 803.000 + (610.000+1150.000)/2 = 1683.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 803.000 = 1213.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1741.423 + 1169.908 = 2911.331 mm^2

  Bxo = 1683.000 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

  As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1349.982 + 1169.908 = 2519.890 mm^2

  Byo = 1213.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 175.486 x 10^3 / 150.000 = 1169.908 ㎟

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 175.486 x 10^3 / 150.000 = 1169.908 ㎟

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 ㎟ ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	13.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 205000.0$ MPa

말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736$ m⁴

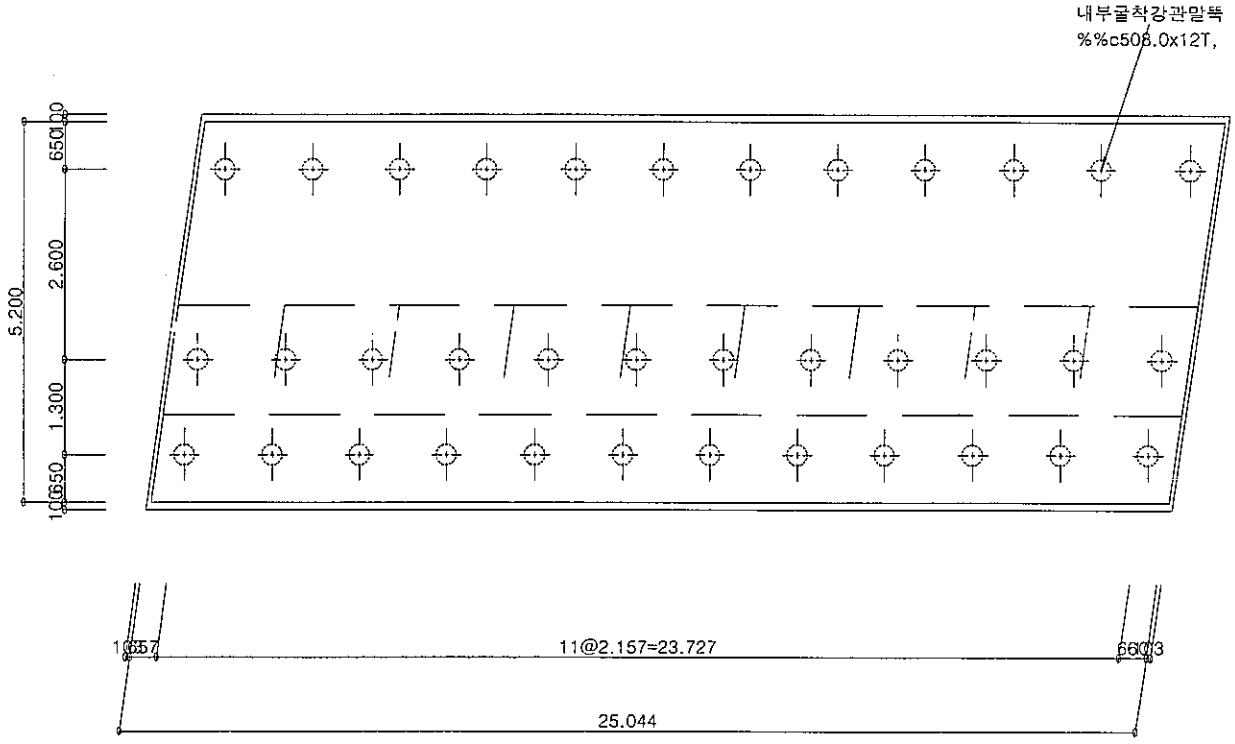
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $Df = 1.0$ m

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0$ m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	15327.153	3803.658	-2743.560	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	14826.273	3328.373	-3499.001	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	14826.273	4998.131	5559.853	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	27348.524	4021.641	2898.944	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	23719.849	3546.356	948.794	하중+토압+온도하중(1+3+5+8
	COMBO 6	23719.849	6641.669	16983.412	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	21136.723	6466.218	-2346.176	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	20059.831	5658.233	-3209.573	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	14826.273	4998.131	5559.853	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	39423.130	6749.596	5992.316	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	31621.479	5941.611	2561.340	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	23719.849	6641.669	16983.412	+토압+지진하중+온도하중(2+4

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.618

Kv = a x Ap x Ep / L = 151227.958 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 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	2.032	45177.98
2.032	2.316	26782.43
2.316	2.345	25501.25
2.345	2.347	25384.33
2.347	2.348	25373.39
2.348	2.348	25372.37
2.348	2.348	25372.27

Kh = 25372.26 kN/㎥

β = 0.426 m-1

βL = 0.426 x 13.0000 = 5.538 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.504	1.709	90355.95
1.709	1.916	57161.22
1.916	1.937	54759.42
1.937	1.939	54539.49
1.939	1.939	54518.91
1.939	1.939	54516.99
1.939	1.939	54516.81

Kh = 54516.79 kN/㎥

β = 0.516 m-1

βL = 0.516 x 13.0000 = 6.705 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	30019.293	53275.647	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	35235.558	51649.564	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	35235.558	51649.564	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	82716.439	100146.226	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1080694.5	1917923.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1268480.1	-1859384.3
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5444206.5	5444206.5
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	17290005.8	17917478.1
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0036475	0.0028153	0.0001089	COMBO 1	0.0063729	0.0038824	0.0003319
COMBO 2	0.0031101	0.0027233	0.0000258	COMBO 2	0.0054907	0.0036846	0.0002172
COMBO 3	0.0032320	0.0027233	0.0006457	COMBO 3	0.0032320	0.0027233	0.0006457
COMBO 4	0.0042873	0.0050234	0.0004822	COMBO 4	0.0072792	0.0072413	0.0008806
COMBO 5	0.0036612	0.0043569	0.0003235	COMBO 5	0.0062063	0.0058083	0.0006035
COMBO 6	0.0048721	0.0043569	0.0014535	COMBO 6	0.0048721	0.0043569	0.0014535

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.872 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	0.0036475	0.0030041	0.0001089	454.305	105.657	-119.512
	2	0.0036475	0.0028625	0.0001089	432.892	105.657	-119.512
	3	0.0036475	0.0025793	0.0001089	390.066	105.657	-119.512
COMBO 2	1	0.0031101	0.0027680	0.0000258	418.605	92.455	-107.453
	2	0.0031101	0.0027345	0.0000258	413.532	92.455	-107.453
	3	0.0031101	0.0026674	0.0000258	403.386	92.455	-107.453
COMBO 3	1	0.0032320	0.0038425	0.0006457	581.098	138.837	-102.267
	2	0.0032320	0.0030031	0.0006457	454.155	138.837	-102.267
	3	0.0032320	0.0013243	0.0006457	200.269	138.837	-102.267
COMBO 4	1	0.0042873	0.0058592	0.0004822	886.081	111.712	-111.181
	2	0.0042873	0.0052324	0.0004822	791.281	111.712	-111.181
	3	0.0042873	0.0039786	0.0004822	601.681	111.712	-111.181
COMBO 5	1	0.0036612	0.0049176	0.0003235	743.679	98.510	-102.249
	2	0.0036612	0.0044971	0.0003235	680.093	98.510	-102.249
	3	0.0036612	0.0036560	0.0003235	552.892	98.510	-102.249
COMBO 6	1	0.0048721	0.0068762	0.0014535	1039.879	184.491	-106.080
	2	0.0048721	0.0049867	0.0014535	754.133	184.491	-106.080
	3	0.0048721	0.0012077	0.0014535	182.642	184.491	-106.080

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0063729	0.0044576	0.0003319	674.119	179.617	-197.103
	2	0.0063729	0.0040262	0.0003319	608.878	179.617	-197.103
	3	0.0063729	0.0031634	0.0003319	478.396	179.617	-197.103
COMBO 2	1	0.0054907	0.0040611	0.0002172	614.149	157.173	-175.502
	2	0.0054907	0.0037787	0.0002172	571.450	157.173	-175.502
	3	0.0054907	0.0032140	0.0002172	486.053	157.173	-175.502
COMBO 3	1	0.0032320	0.0038425	0.0006457	581.098	138.837	-102.267
	2	0.0032320	0.0030031	0.0006457	454.155	138.837	-102.267
	3	0.0032320	0.0013243	0.0006457	200.269	138.837	-102.267
COMBO 4	1	0.0072792	0.0087677	0.0008806	1325.922	187.489	-183.647
	2	0.0072792	0.0076229	0.0008806	1152.796	187.489	-183.647
	3	0.0072792	0.0053333	0.0008806	806.543	187.489	-183.647
COMBO 5	1	0.0062063	0.0068543	0.0006035	1036.559	165.045	-168.765
	2	0.0062063	0.0060698	0.0006035	917.921	165.045	-168.765
	3	0.0062063	0.0045008	0.0006035	680.643	165.045	-168.765
COMBO 6	1	0.0048721	0.0068762	0.0014535	1039.879	184.491	-106.080
	2	0.0048721	0.0049867	0.0014535	754.133	184.491	-106.080
	3	0.0048721	0.0012077	0.0014535	182.642	184.491	-106.080

▣ 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	1.733	0	454.305	105.657	-119.512	12
	2	0.433	0	432.892	105.657	-119.512	12
	3	-2.167	0	390.066	105.657	-119.512	12
	계			15327.153	3803.658	-2743.560	36
COMBO 2	1	1.733	0	418.605	92.455	-107.453	12
	2	0.433	0	413.532	92.455	-107.453	12
	3	-2.167	0	403.386	92.455	-107.453	12
	계			14826.273	3328.373	-3499.001	36
COMBO 3	1	1.733	0	581.098	138.837	-102.267	12
	2	0.433	0	454.155	138.837	-102.267	12
	3	-2.167	0	200.269	138.837	-102.267	12
	계			14826.273	4998.131	5559.853	36
COMBO 4	1	1.733	0	886.081	111.712	-111.181	12
	2	0.433	0	791.281	111.712	-111.181	12
	3	-2.167	0	601.681	111.712	-111.181	12
	계			27348.524	4021.641	2898.944	36
COMBO 5	1	1.733	0	743.679	98.510	-102.249	12
	2	0.433	0	680.083	98.510	-102.249	12
	3	-2.167	0	552.892	98.510	-102.249	12
	계			23719.849	3546.356	948.794	36
COMBO 6	1	1.733	0	1039.879	184.491	-106.080	12
	2	0.433	0	754.133	184.491	-106.080	12
	3	-2.167	0	182.642	184.491	-106.080	12
	계			23719.849	6641.669	16983.412	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	674.119	179.617	-197.103	12
	2	0.433	0	608.878	179.617	-197.103	12
	3	-2.167	0	478.396	179.617	-197.103	12
	계			21136.723	6466.218	-2346.176	36
COMBO 2	1	1.733	0	614.149	157.173	-175.502	12
	2	0.433	0	571.450	157.173	-175.502	12
	3	-2.167	0	486.053	157.173	-175.502	12
	계			20059.831	5658.233	-3209.573	36
COMBO 3	1	1.733	0	581.098	138.837	-102.267	12
	2	0.433	0	454.155	138.837	-102.267	12
	3	-2.167	0	200.269	138.837	-102.267	12
	계			14826.273	4998.131	5559.853	36
COMBO 4	1	1.733	0	1325.922	187.489	-183.647	12
	2	0.433	0	1152.796	187.489	-183.647	12
	3	-2.167	0	806.543	187.489	-183.647	12
	계			39423.130	6749.596	5992.316	36
COMBO 5	1	1.733	0	1036.559	165.045	-168.765	12
	2	0.433	0	917.921	165.045	-168.765	12
	3	-2.167	0	680.643	165.045	-168.765	12
	계			31621.479	5941.611	2561.340	36
COMBO 6	1	1.733	0	1039.879	184.491	-106.080	12
	2	0.433	0	754.133	184.491	-106.080	12
	3	2.167	0	182.642	184.491	-106.080	12
	계			23719.849	6641.669	16983.412	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

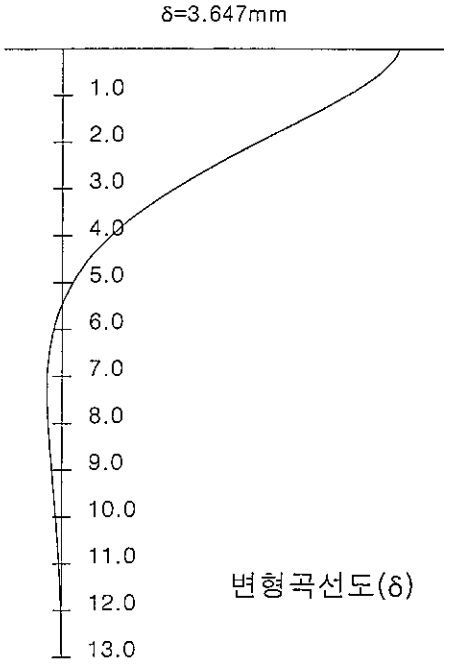
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

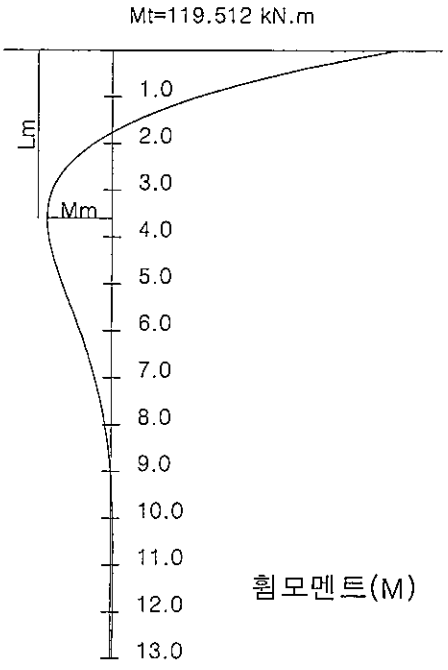
- 최대모멘트 및 깊이 : -26.751 kN.m, 3.602 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.647 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.647 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	119.512	-105.657	3.647	
0.867	44.991	-67.162	3.198	
1.733	0.900	-36.109	2.380	
2.600	-20.341	-14.464	1.541	
3.467	-26.659	-1.394	0.849	
4.333	-24.654	5.115	0.359	
5.200	-19.050	7.261	0.057	
6.067	-12.782	6.919	-0.098	
6.933	-7.377	5.451	-0.154	
7.800	-3.404	3.723	-0.151	
8.667	-0.864	2.195	-0.122	
9.533	0.513	1.051	-0.085	
10.400	1.074	0.307	-0.051	
11.267	1.140	-0.107	-0.025	
12.133	0.957	-0.285	-0.008	
13.000	0.689	-0.316	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

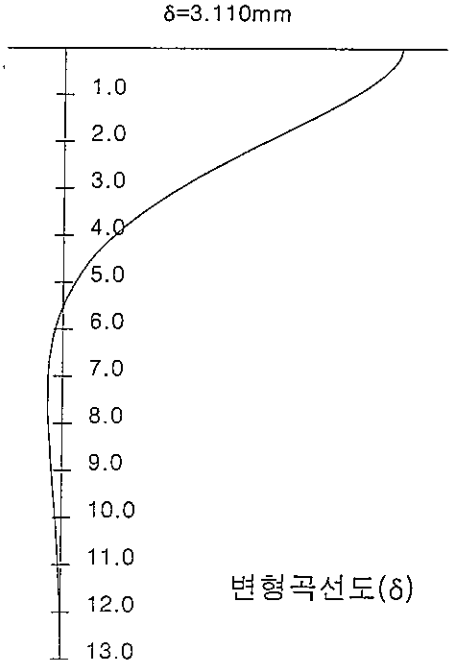
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.783 kN.m, 3.664 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.110 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.110 mm

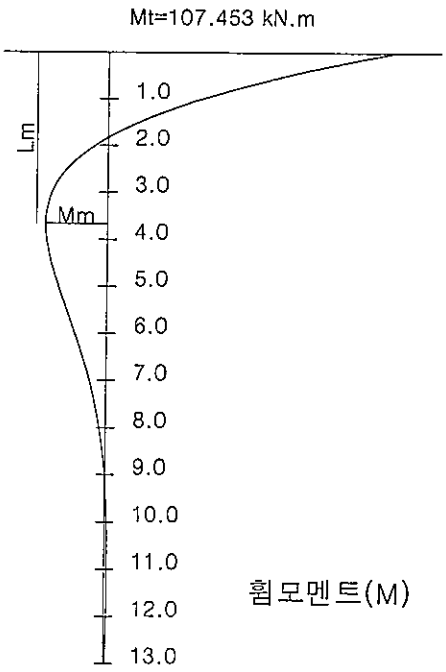
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	107.453	-92.455	3.110	
0.867	41.940	-59.381	2.766	
1.733	2.728	-32.384	2.080	
2.600	-16.525	-13.380	1.360	
3.467	-22.612	-1.777	0.760	
4.333	-21.260	4.104	0.330	
5.200	-16.607	6.140	0.062	
6.067	-11.254	5.956	-0.077	
6.933	-6.575	4.746	-0.130	
7.800	-3.100	3.273	-0.130	
8.667	-0.855	1.953	-0.106	
9.533	0.379	0.953	-0.074	
10.400	0.897	0.296	-0.045	
11.267	0.976	-0.074	-0.023	
12.133	0.830	-0.236	-0.008	
13.000	0.603	-0.270	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6)

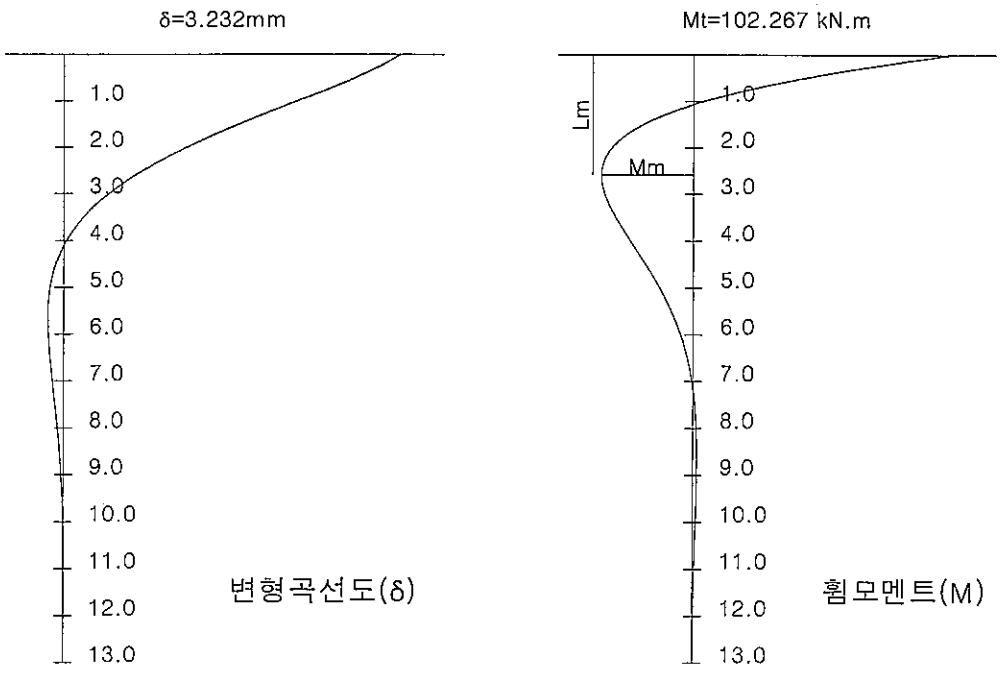
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.427 kN.m, 2.589 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.232 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.232 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	102.267	-138.837	3.232	
0.867	12.833	-70.852	2.411	
1.733	-27.029	-24.935	1.459	
2.600	-36.425	0.220	0.697	
3.467	-30.959	10.453	0.207	
4.333	-20.811	11.967	-0.046	
5.200	-11.341	9.528	-0.138	
6.067	-4.569	6.095	-0.140	
6.933	-0.631	3.133	-0.105	
7.800	1.141	1.121	-0.064	
8.667	1.574	0.011	-0.031	
9.533	1.349	-0.445	-0.009	
10.400	0.912	-0.518	0.002	
11.267	0.500	-0.416	0.006	
12.133	0.204	-0.268	0.006	
13.000	0.031	-0.139	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

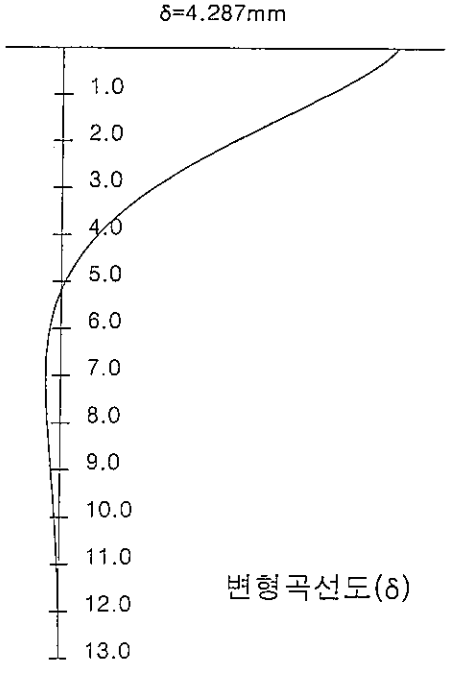
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

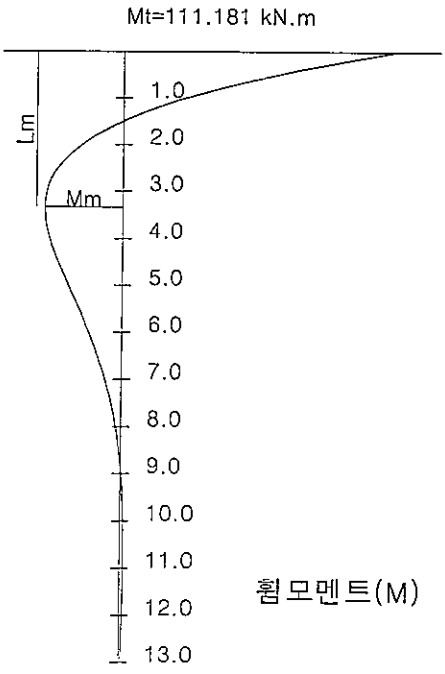
- 최대모멘트 및 깊이 : -32.063 kN.m, 3.333 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.287 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.287 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	111.181	-111.712	4.287	
0.867	33.996	-67.785	3.551	
1.733	-9.297	-34.018	2.530	
2.600	-28.234	-11.470	1.565	
3.467	-31.964	1.467	0.809	
4.333	-27.722	7.373	0.296	
5.200	-20.471	8.806	-0.006	
6.067	-13.148	7.831	-0.149	
6.933	-7.170	5.890	-0.189	
7.800	-2.963	3.852	-0.173	
8.667	-0.393	2.152	-0.132	
9.533	0.909	0.934	-0.088	
10.400	1.360	0.176	-0.050	
11.267	1.319	-0.219	-0.023	
12.133	1.051	-0.367	-0.005	
13.000	0.725	-0.368	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

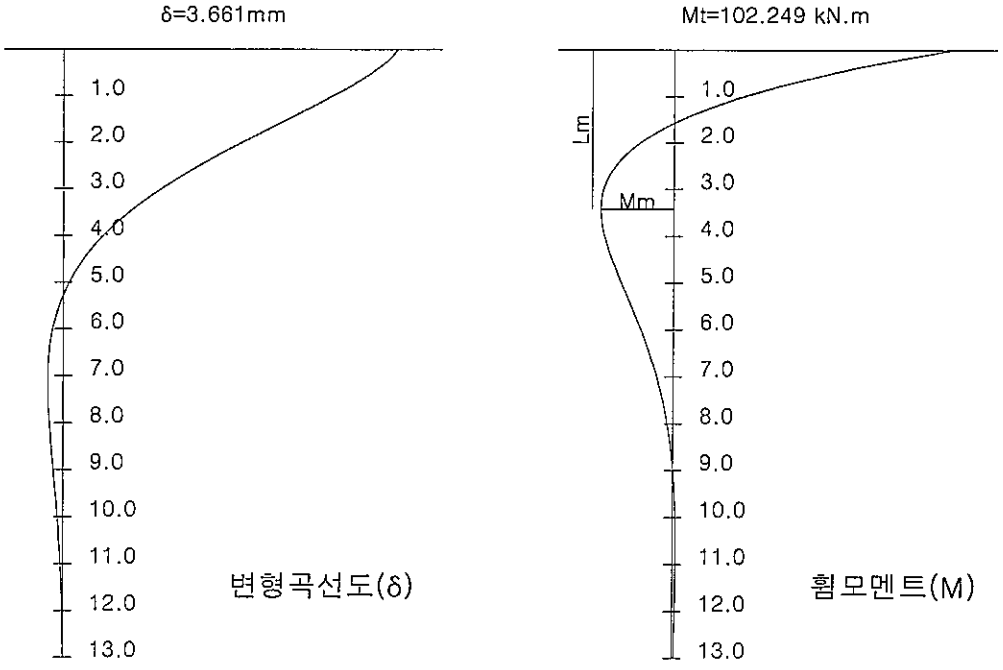
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -27.151 kN.m, 3.417 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.661 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.661 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	102.249	-98.510	3.661	
0.867	33.740	-60.668	3.084	
1.733	-5.358	-31.151	2.227	
2.600	-23.033	-11.174	1.398	
3.467	-27.139	0.478	0.738	
4.333	-23.987	5.957	0.284	
5.200	-17.960	7.452	0.013	
6.067	-11.695	6.763	-0.119	
6.933	-6.498	5.159	-0.159	
7.800	-2.789	3.420	-0.149	
8.667	-0.491	1.945	-0.116	
9.533	0.700	0.873	-0.078	
10.400	1.137	0.196	-0.045	
11.267	1.131	-0.164	-0.021	
12.133	0.916	-0.305	-0.006	
13.000	0.640	-0.315	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

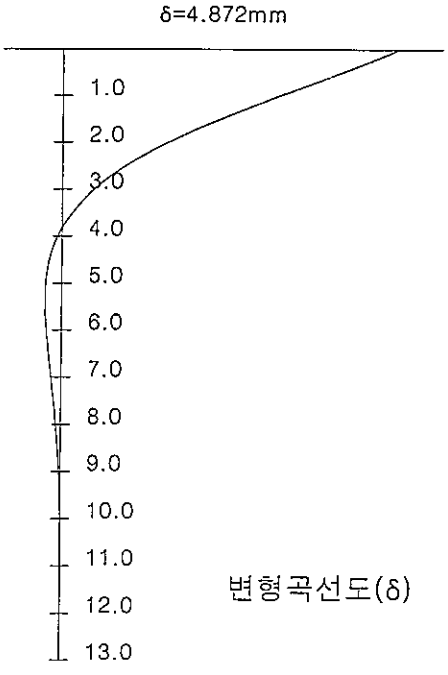
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

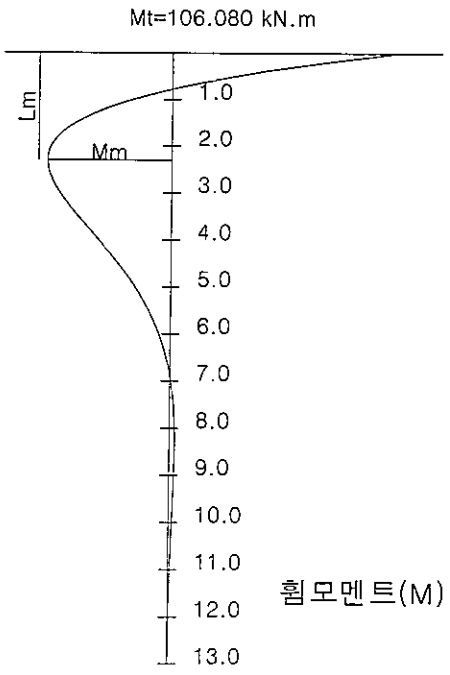
- 최대모멘트 및 깊이 : -59.078 kN.m, 2.296 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.872 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.872 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	106.080	-184.491	4.872	
0.867	-8.385	-85.648	3.378	
1.733	-53.062	-23.328	1.903	
2.600	-57.775	8.125	0.814	
3.467	-44.937	18.914	0.160	
4.333	-28.200	18.493	-0.148	
5.200	-14.147	13.594	-0.236	
6.067	-4.783	8.116	-0.212	
6.933	0.270	3.801	-0.148	
7.800	2.267	1.065	-0.084	
8.667	2.505	-0.327	-0.036	
9.533	1.962	-0.812	-0.007	
10.400	1.238	-0.803	0.006	
11.267	0.626	-0.594	0.010	
12.133	0.215	-0.357	0.009	
13.000	-0.008	-0.169	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

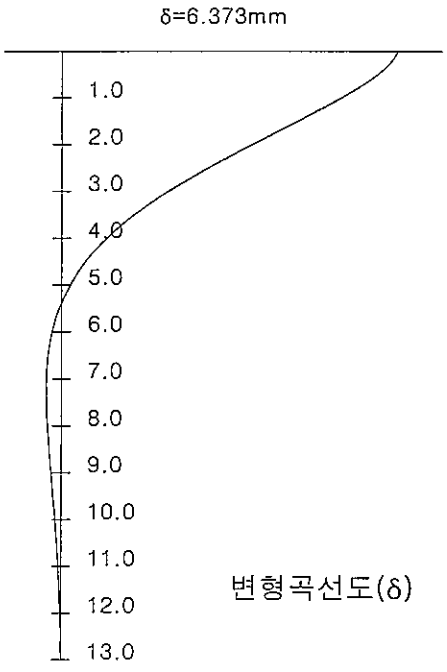
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

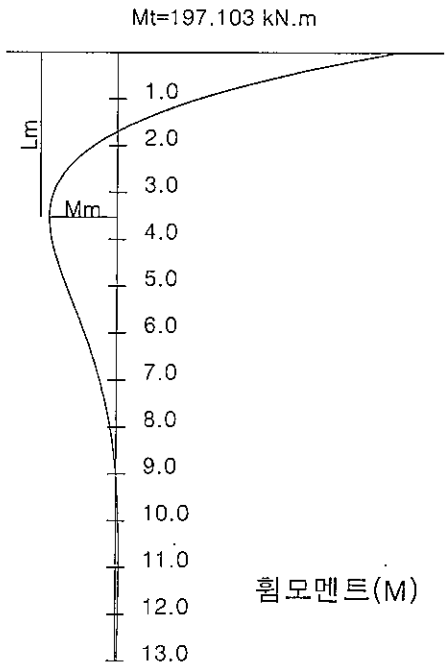
- 최대모멘트 및 깊이 : -46.870 kN.m, 3.535 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.373 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.373 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	197.103	-179.617	6.373	
0.867	71.060	-112.886	5.504	
1.733	-2.567	-59.722	4.052	
2.600	-37.269	-23.060	2.594	
3.467	-46.829	-1.194	1.409	
4.333	-42.573	9.480	0.577	
5.200	-32.516	12.795	0.070	
6.067	-21.582	11.968	-0.185	
6.933	-12.290	9.317	-0.272	
7.800	-5.533	6.295	-0.262	
8.667	-1.261	3.664	-0.208	
9.533	1.018	1.716	-0.143	
10.400	1.915	0.462	-0.085	
11.267	1.983	-0.224	-0.041	
12.133	1.342	-0.519	-0.013	
13.000	1.169	-0.551	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

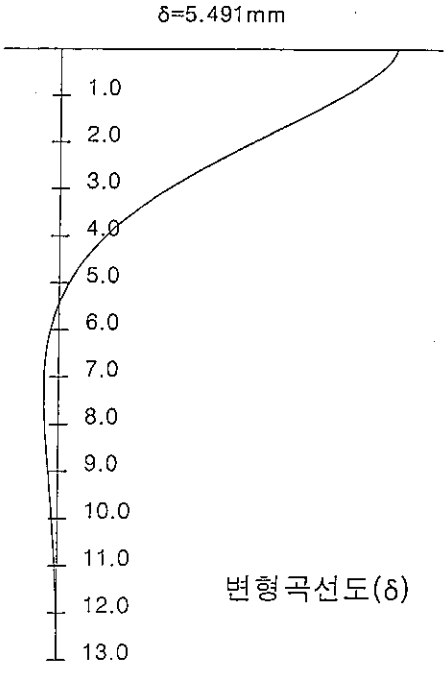
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

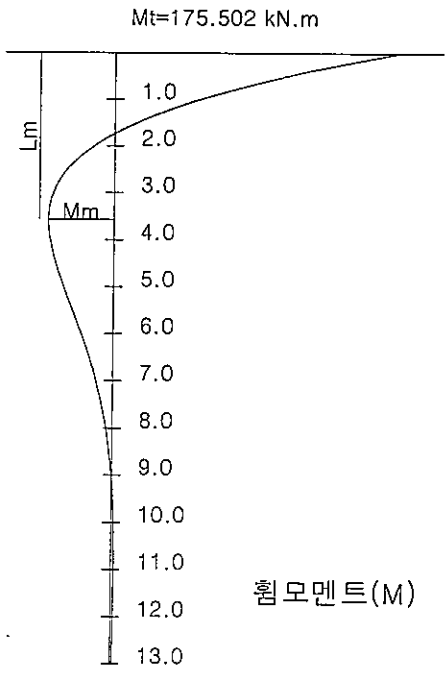
- 최대모멘트 및 깊이 : -40.310 kN.m, 3.573 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.491 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.491 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	175.502	-157.173	5.491	
0.867	64.888	-99.424	4.782	
1.733	-0.202	-53.089	3.543	
2.600	-31.270	-20.941	2.283	
3.467	-40.224	-1.632	1.250	
4.333	-36.923	7.904	0.521	
5.200	-28.387	10.971	0.075	
6.067	-18.958	10.370	-0.153	
6.933	-10.880	8.128	-0.233	
7.800	-4.969	5.525	-0.227	
8.667	-1.207	3.240	-0.182	
9.533	0.818	1.537	-0.126	
10.400	1.631	0.434	-0.075	
11.267	1.713	-0.175	-0.037	
12.133	1.429	-0.433	-0.012	
13.000	1.024	-0.475	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

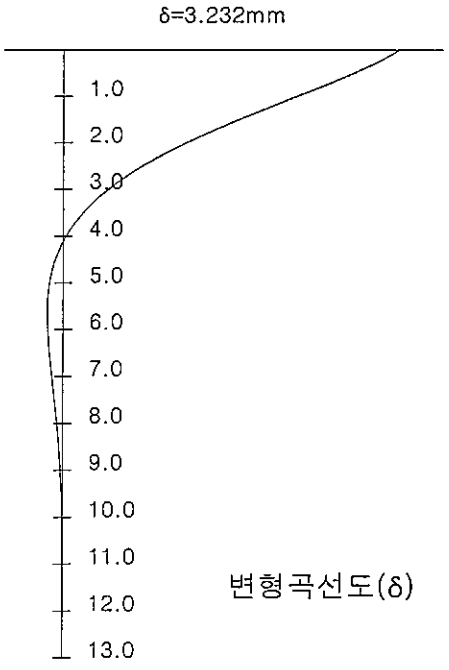
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

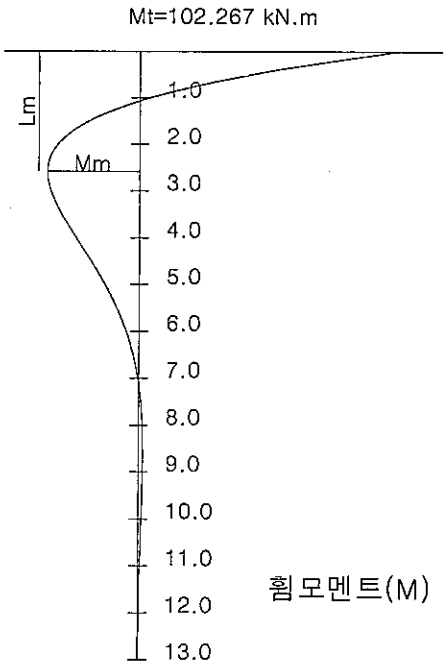
- 최대모멘트 및 깊이 : -36.427 kN.m, 2.589 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.232 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.232 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	102.267	-138.837	3.232	
0.867	12.833	-70.852	2.411	
1.733	-27.029	-24.935	1.459	
2.600	-36.425	0.220	0.697	
3.467	-30.959	10.453	0.207	
4.333	-20.811	11.967	-0.046	
5.200	-11.341	9.528	-0.138	
6.067	-4.569	6.095	-0.140	
6.933	-0.631	3.133	-0.105	
7.800	1.141	1.121	-0.064	
8.667	1.574	0.011	-0.031	
9.533	1.349	-0.445	-0.009	
10.400	0.912	-0.518	0.002	
11.267	0.500	-0.416	0.006	
12.133	0.204	-0.268	0.006	
13.000	0.031	-0.139	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

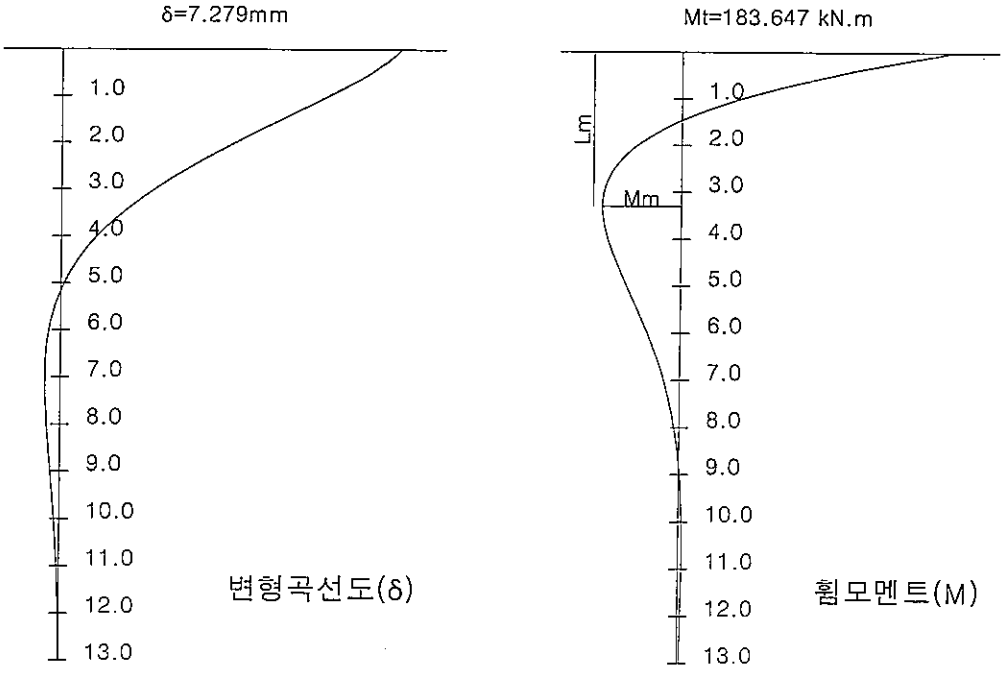
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -54.634 kN.m, 3.302 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.279 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.279 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	183.647	-187.489	7.279	
0.867	54.418	-113.138	5.993	
1.733	-17.595	-56.284	4.249	
2.600	-48.694	-18.508	2.615	
3.467	-54.379	3.033	1.341	
4.333	-46.848	12.756	0.480	
5.200	-34.421	14.999	-0.022	
6.067	-21.995	13.244	-0.258	
6.933	-11.912	9.909	-0.322	
7.800	-4.848	6.448	-0.292	
8.667	-0.559	3.579	-0.223	
9.533	1.596	1.534	-0.147	
10.400	2.325	0.267	-0.084	
11.267	2.236	-0.389	-0.038	
12.133	1.771	-0.629	-0.008	
13.000	1.216	-0.625	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



⑩ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

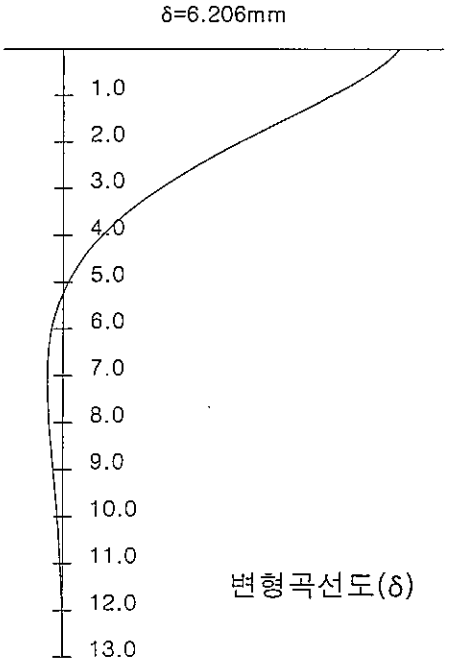
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

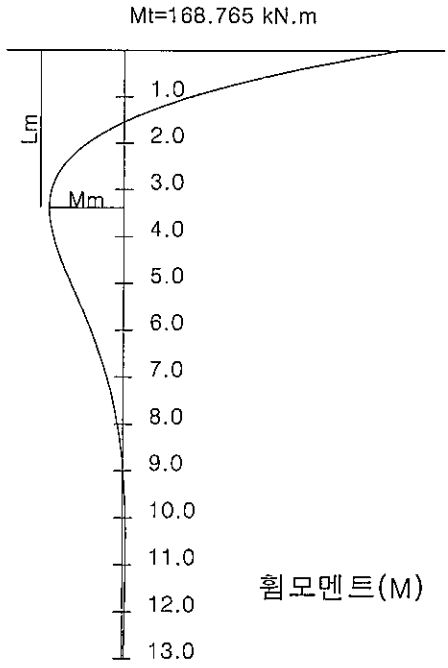
- 최대모멘트 및 깊이 : -46.155 kN.m, 3.387 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.206 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.206 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	168.765	-165.045	6.206	
0.867	54.255	-101.104	5.196	
1.733	-10.694	-51.493	3.734	
2.600	-39.717	-18.081	2.332	
3.467	-46.102	1.294	1.222	
4.333	-40.466	10.310	0.462	
5.200	-30.146	12.675	0.011	
6.067	-19.533	11.417	-0.206	
6.933	-10.781	8.664	-0.271	
7.800	-4.566	5.716	-0.251	
8.667	-0.736	3.230	-0.194	
9.533	1.234	1.433	-0.130	
10.400	1.942	0.304	-0.075	
11.267	1.915	-0.293	-0.035	
12.133	1.541	-0.523	-0.009	
13.000	1.072	-0.534	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6+9+12)

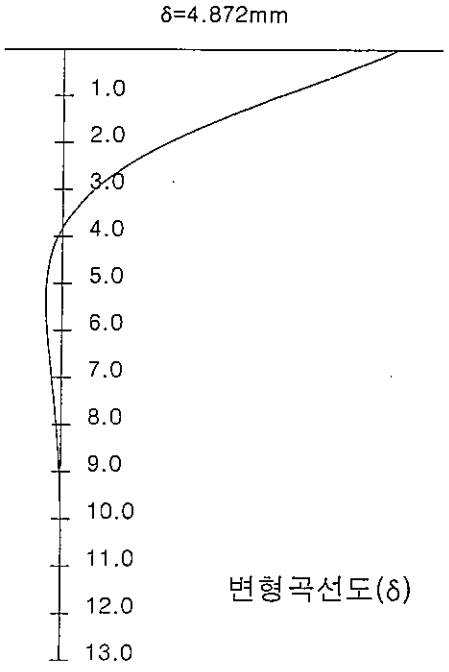
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

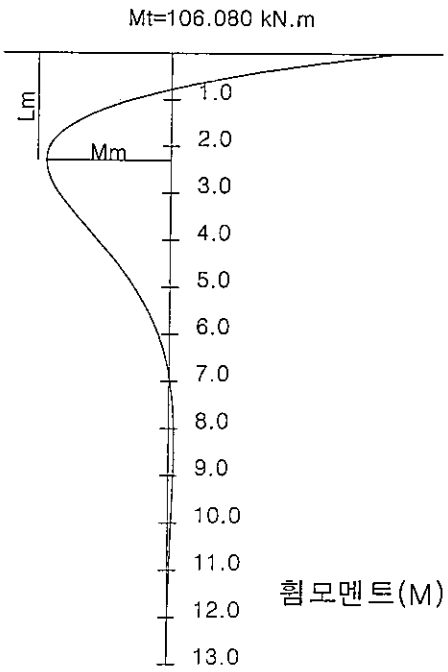
- 최대모멘트 및 깊이 : -59.078 kN.m, 2.296 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.872 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.872 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	106.080	-184.491	4.872	
0.867	-8.385	-85.648	3.378	
1.733	-53.062	-23.328	1.903	
2.600	-57.775	8.125	0.814	
3.467	-44.937	18.914	0.160	
4.333	-28.200	18.493	-0.148	
5.200	-14.147	13.594	-0.236	
6.067	-4.783	8.116	-0.212	
6.933	0.270	3.801	-0.148	
7.800	2.267	1.065	-0.084	
8.667	2.505	-0.327	-0.036	
9.533	1.962	-0.812	-0.007	
10.400	1.238	-0.803	0.006	
11.267	0.626	-0.594	0.010	
12.133	0.215	-0.357	0.009	
13.000	-0.008	-0.169	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	15009.646	26637.823	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	540347.3	958961.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5444206.5	5444206.5
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	14312214.0	14312214.0
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	0.0070393	0.0028153	-0.0001917	COMBO 1	0.0119668	0.0038824	-0.0001639
COMBO 2	0.0061597	0.0027233	-0.0002445	COMBO 2	0.0104715	0.0036846	-0.0002243
COMBO 3	0.0052120	0.0027233	0.0003885	COMBO 3	0.0052120	0.0027233	0.0003885
COMBO 4	0.0074427	0.0050234	0.0002026	COMBO 4	0.0124912	0.0072413	0.0004187
COMBO 5	0.0065631	0.0043569	0.0000663	COMBO 5	0.0109959	0.0058083	0.0001790
COMBO 6	0.0069259	0.0043569	0.0011866	COMBO 6	0.0069259	0.0043569	0.0011866

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.443 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	0.0070393	0.0024830	-0.0001917	375.506	105.657	0.000
	2	0.0070393	0.0027322	-0.0001917	413.192	105.657	0.000
	3	0.0070393	0.0032307	-0.0001917	488.565	105.657	0.000
COMBO 2	1	0.0061597	0.0022996	-0.0002445	347.757	92.455	0.000
	2	0.0061597	0.0026174	-0.0002445	395.820	92.455	0.000
	3	0.0061597	0.0032530	-0.0002445	491.946	92.455	0.000
COMBO 3	1	0.0052120	0.0033967	0.0003885	513.670	138.837	0.000
	2	0.0052120	0.0028916	0.0003885	437.298	138.837	0.000
	3	0.0052120	0.0018816	0.0003885	284.555	138.837	0.000
COMBO 4	1	0.0074427	0.0053745	0.0002026	812.775	111.712	0.000
	2	0.0074427	0.0051112	0.0002026	772.955	111.712	0.000
	3	0.0074427	0.0045846	0.0002026	693.313	111.712	0.000
COMBO 5	1	0.0065631	0.0044718	0.0000663	676.262	98.510	0.000
	2	0.0065631	0.0043856	0.0000663	663.229	98.510	0.000
	3	0.0065631	0.0042133	0.0000663	637.163	98.510	0.000
COMBO 6	1	0.0069259	0.0064137	0.0011866	969.936	184.491	0.000
	2	0.0069259	0.0048711	0.0011866	736.648	184.491	0.000
	3	0.0069259	0.0017858	0.0011866	270.070	184.491	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0119668	0.0035983	-0.0001639	544.161	179.617	0.000
	2	0.0119668	0.0038114	-0.0001639	576.389	179.617	0.000
	3	0.0119668	0.0042376	-0.0001639	640.844	179.617	0.000
COMBO 2	1	0.0104715	0.0032959	-0.0002243	498.434	157.173	0.000
	2	0.0104715	0.0035874	-0.0002243	542.522	157.173	0.000
	3	0.0104715	0.0041705	-0.0002243	630.697	157.173	0.000
COMBO 3	1	0.0052120	0.0033967	0.0003885	513.670	138.837	0.000
	2	0.0052120	0.0028916	0.0003885	437.298	138.837	0.000
	3	0.0052120	0.0018816	0.0003885	284.555	138.837	0.000
COMBO 4	1	0.0124912	0.0079670	0.0004187	1204.836	187.489	0.000
	2	0.0124912	0.0074227	0.0004187	1122.524	187.489	0.000
	3	0.0124912	0.0063341	0.0004187	957.900	187.489	0.000
COMBO 5	1	0.0109959	0.0061185	0.0001790	925.285	165.045	0.000
	2	0.0109959	0.0058858	0.0001790	890.102	165.045	0.000
	3	0.0109959	0.0054205	0.0001790	819.736	165.045	0.000
COMBO 6	1	0.0069259	0.0064137	0.0011866	969.936	184.491	0.000
	2	0.0069259	0.0048711	0.0011866	736.648	184.491	0.000
	3	0.0069259	0.0017858	0.0011866	270.070	184.491	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	1.733	0	375.506	105.657	0.000	12
	2	0.433	0	413.192	105.657	0.000	12
	3	-2.167	0	488.565	105.657	0.000	12
	계			15327.153	3803.658	0.000	36
COMBO 2	1	1.733	0	347.757	92.455	0.000	12
	2	0.433	0	395.820	92.455	0.000	12
	3	-2.167	0	491.946	92.455	0.000	12
	계			14826.273	3328.373	0.000	36
COMBO 3	1	1.733	0	513.670	138.837	0.000	12
	2	0.433	0	437.298	138.837	0.000	12
	3	-2.167	0	284.555	138.837	0.000	12
	계			14826.273	4998.131	0.000	36
COMBO 4	1	1.733	0	812.775	111.712	0.000	12
	2	0.433	0	772.955	111.712	0.000	12
	3	-2.167	0	693.313	111.712	0.000	12
	계			27348.524	4021.641	0.000	36
COMBO 5	1	1.733	0	676.262	98.510	0.000	12
	2	0.433	0	663.229	98.510	0.000	12
	3	-2.167	0	637.163	98.510	0.000	12
	계			23719.849	3546.356	0.000	36
COMBO 6	1	1.733	0	969.936	184.491	0.000	12
	2	0.433	0	736.648	184.491	0.000	12
	3	-2.167	0	270.070	184.491	0.000	12
	계			23719.849	6641.669	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	544.161	179.617	0.000	12
	2	0.433	0	576.389	179.617	0.000	12
	3	-2.167	0	640.844	179.617	0.000	12
	계			21136.723	6466.218	0.000	36
COMBO 2	1	1.733	0	498.434	157.173	0.000	12
	2	0.433	0	542.522	157.173	0.000	12
	3	-2.167	0	630.697	157.173	0.000	12
	계			20059.831	5658.233	0.000	36
COMBO 3	1	1.733	0	513.670	138.837	0.000	12
	2	0.433	0	437.298	138.837	0.000	12
	3	-2.167	0	284.555	138.837	0.000	12
	계			14826.273	4998.131	0.000	36
COMBO 4	1	1.733	0	1204.836	187.489	0.000	12
	2	0.433	0	1122.524	187.489	0.000	12
	3	-2.167	0	957.900	187.489	0.000	12
	계			39423.130	6749.596	0.000	36
COMBO 5	1	1.733	0	925.285	165.045	0.000	12
	2	0.433	0	890.102	165.045	0.000	12
	3	-2.167	0	819.736	165.045	0.000	12
	계			31621.479	5941.611	0.000	36
COMBO 6	1	1.733	0	969.936	184.491	0.000	12
	2	0.433	0	736.648	184.491	0.000	12
	3	-2.167	0	270.070	184.491	0.000	12
	계			23719.849	6641.669	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7)

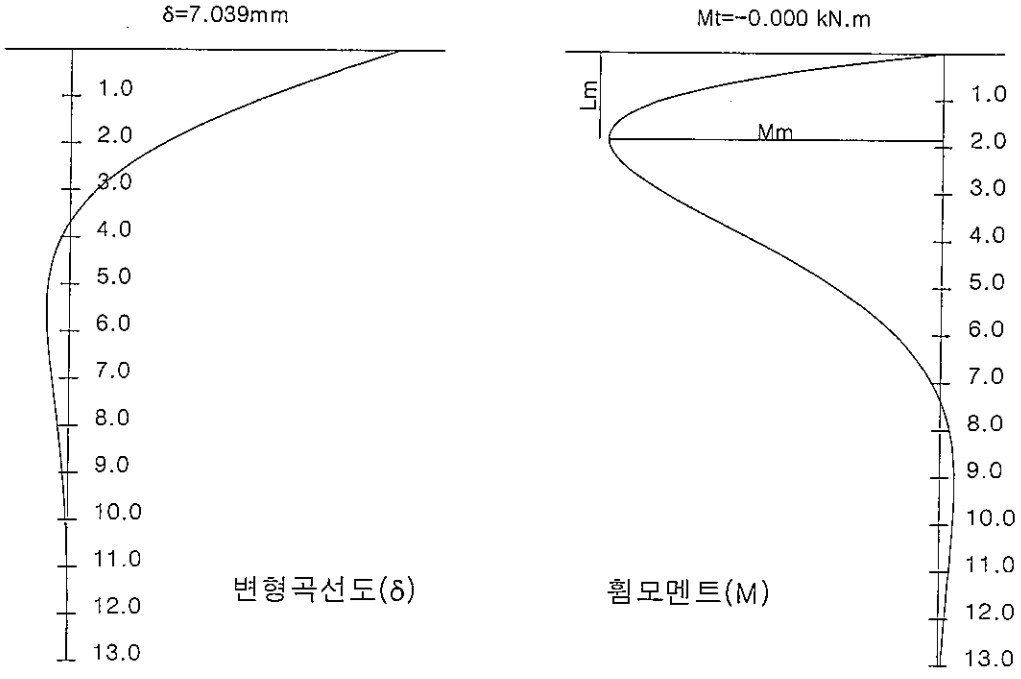
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -79.965 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.039 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.039 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-105.657	7.039	
0.867	-61.874	-41.762	4.538	
1.733	-79.783	-3.357	2.488	
2.600	-73.306	15.629	1.039	
3.467	-56.396	21.757	0.151	
4.333	-37.687	20.586	-0.302	
5.200	-21.644	16.146	-0.461	
6.067	-9.898	10.982	-0.451	
6.933	-2.420	6.444	-0.361	
7.800	1.610	3.061	-0.250	
8.667	3.233	0.868	-0.150	
9.533	3.399	-0.344	-0.074	
10.400	2.838	-0.858	-0.023	
11.267	2.035	-0.942	0.005	
12.133	1.269	-0.905	0.018	
13.000	0.662	-0.588	0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



⑨ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

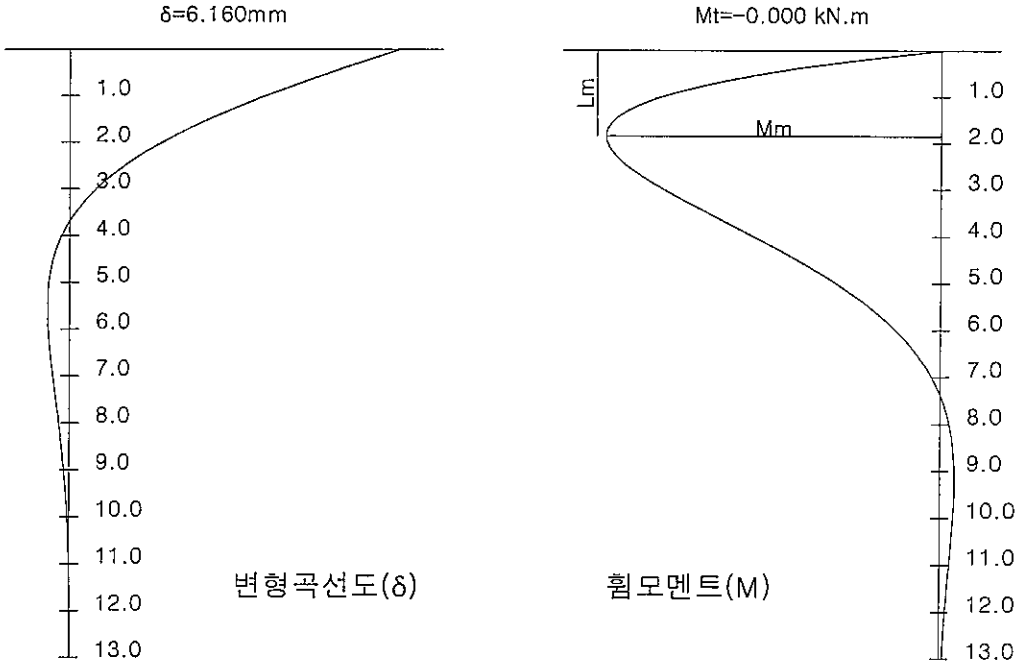
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -69.973 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.160 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.160 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-92.455	6.160	
0.867	-54.142	-36.544	3.971	
1.733	-69.813	-2.938	2.177	
2.600	-64.146	13.676	0.909	
3.467	-49.349	19.038	0.132	
4.333	-32.978	18.013	-0.264	
5.200	-18.939	14.129	-0.404	
6.067	-8.661	9.610	-0.394	
6.933	-2.117	5.639	-0.316	
7.800	1.409	2.679	-0.218	
8.667	2.829	0.759	-0.131	
9.533	2.974	-0.301	-0.064	
10.400	2.483	-0.751	-0.020	
11.267	1.781	-0.825	0.004	
12.133	1.109	-0.704	0.015	
13.000	0.579	-0.514	0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

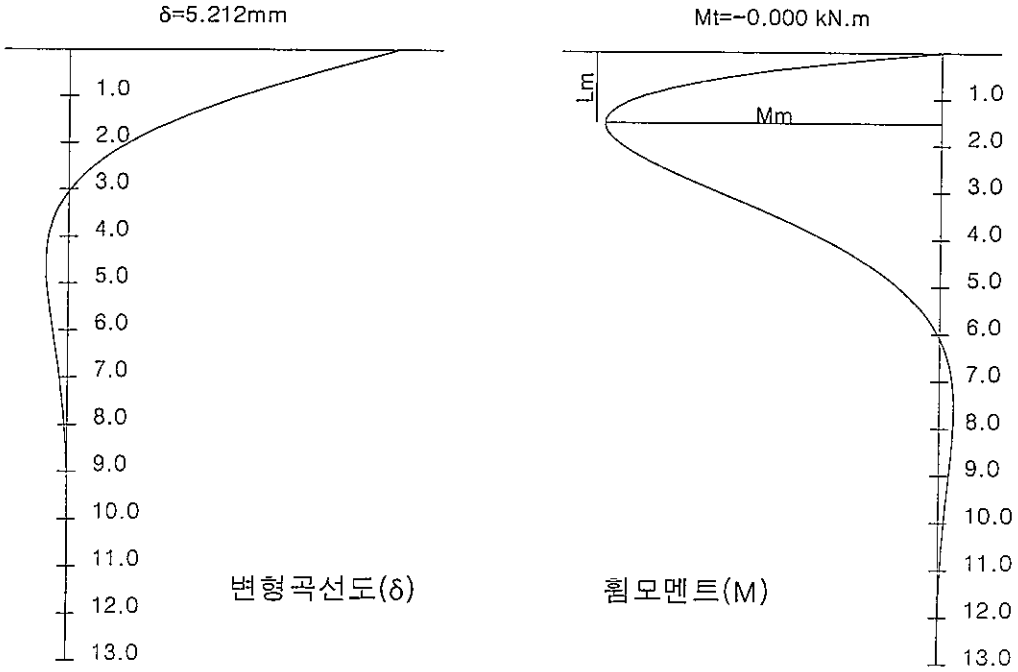
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.789 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.212 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-138.837	5.212	
0.867	-74.418	-41.691	3.006	
1.733	-85.838	8.701	1.335	
2.600	-68.571	27.089	0.311	
3.467	-43.982	27.687	-0.188	
4.333	-22.684	20.855	-0.344	
5.200	-8.174	12.731	-0.320	
6.067	-0.150	6.154	-0.228	
6.933	3.170	1.891	-0.132	
7.800	3.718	-0.336	-0.059	
8.667	2.992	-1.161	-0.014	
9.533	1.930	-1.202	0.008	
10.400	1.003	-0.911	0.015	
11.267	0.367	-0.560	0.014	
12.133	0.013	-0.273	0.010	
13.000	-0.135	-0.086	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

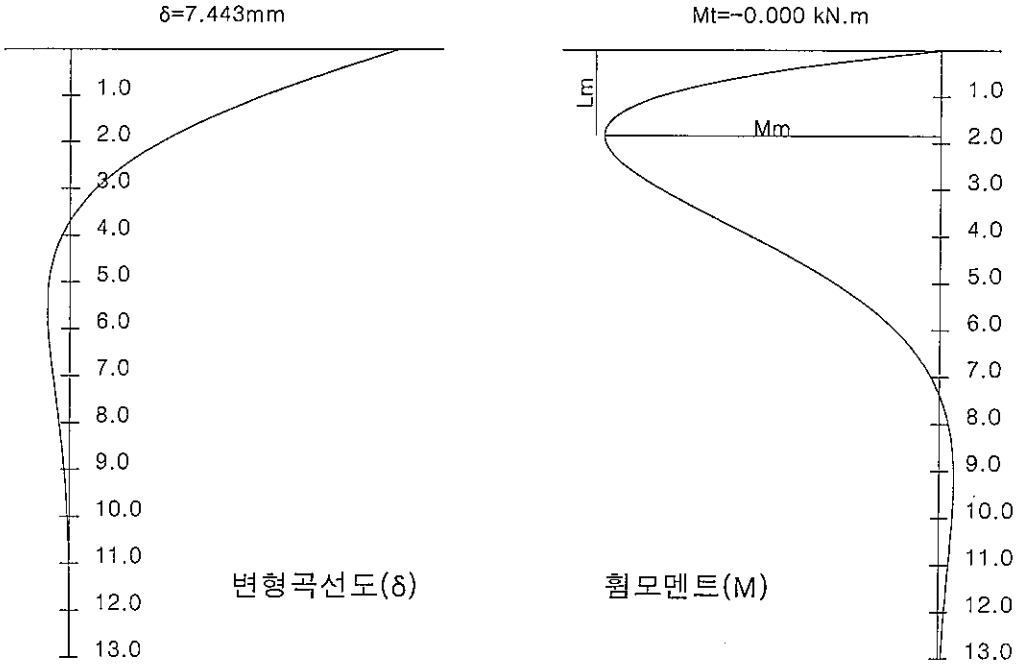
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -84.548 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.443 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.443 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-111.712	7.443	
0.867	-65.420	-44.156	4.798	
1.733	-84.355	-3.550	2.631	
2.600	-77.507	16.525	1.099	
3.467	-59.628	23.004	0.160	
4.333	-39.847	21.765	-0.319	
5.200	-22.884	17.072	-0.488	
6.067	-10.465	11.611	-0.477	
6.933	-2.558	6.814	-0.381	
7.800	1.703	3.237	-0.264	
8.667	3.418	0.918	-0.158	
9.533	3.594	-0.364	-0.078	
10.400	3.000	-0.908	-0.025	
11.267	2.151	-0.996	0.005	
12.133	1.340	-0.851	0.019	
13.000	0.700	-0.621	0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

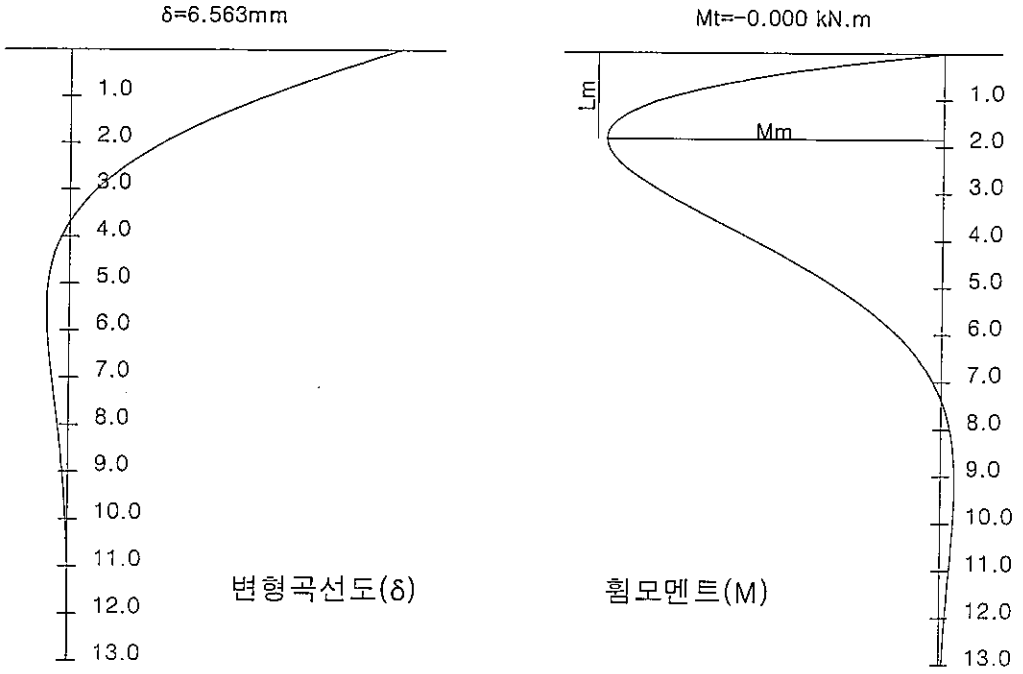
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -74.556 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.563 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.563 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-98.510	6.563	
0.867	-57.688	-38.937	4.231	
1.733	-74.386	-3.130	2.320	
2.600	-68.347	14.572	0.969	
3.467	-52.581	20.285	0.141	
4.333	-35.138	19.193	-0.281	
5.200	-20.180	15.054	-0.430	
6.067	-9.229	10.239	-0.420	
6.933	-2.256	6.008	-0.336	
7.800	1.501	2.854	-0.233	
8.667	3.014	0.809	-0.139	
9.533	3.169	-0.321	-0.069	
10.400	2.646	-0.800	-0.022	
11.267	1.897	-0.879	0.005	
12.133	1.182	-0.750	0.016	
13.000	0.617	-0.548	0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

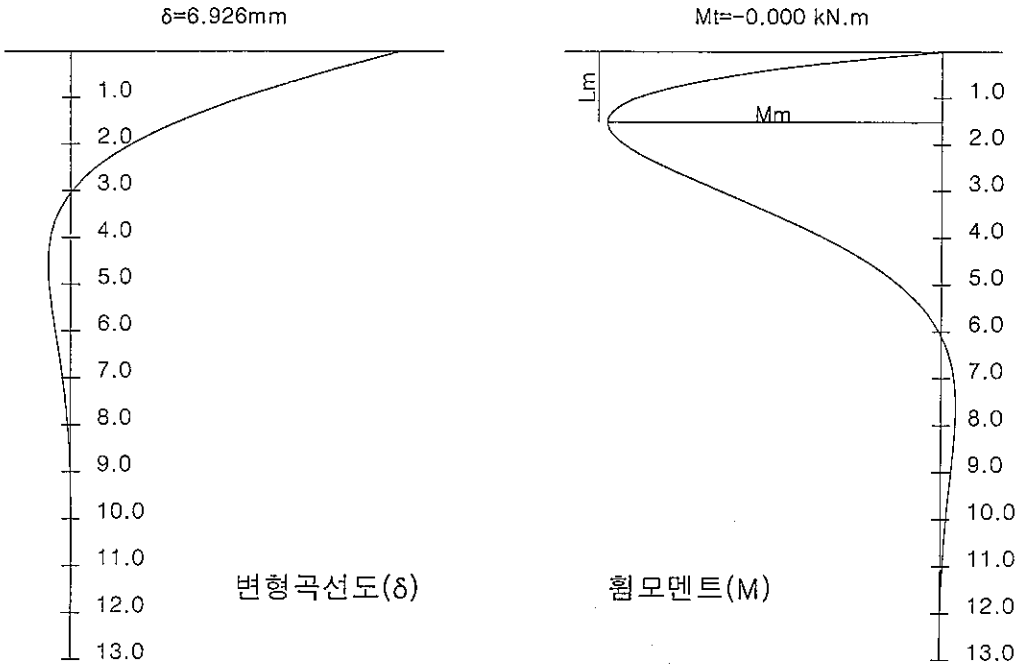
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -115.328 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.926 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.926 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-184.491	6.926	
0.867	-98.889	-55.400	3.994	
1.733	-114.064	11.562	1.774	
2.600	-91.119	35.997	0.413	
3.467	-58.445	36.792	-0.250	
4.333	-30.143	27.713	-0.457	
5.200	-10.862	16.917	-0.425	
6.067	-0.200	8.177	-0.303	
6.933	4.213	2.512	-0.176	
7.800	4.941	-0.447	-0.079	
8.667	3.976	-1.543	-0.019	
9.533	2.565	-1.597	0.010	
10.400	1.332	-1.211	0.020	
11.267	0.488	-0.744	0.018	
12.133	0.017	-0.362	0.013	
13.000	-0.179	-0.114	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

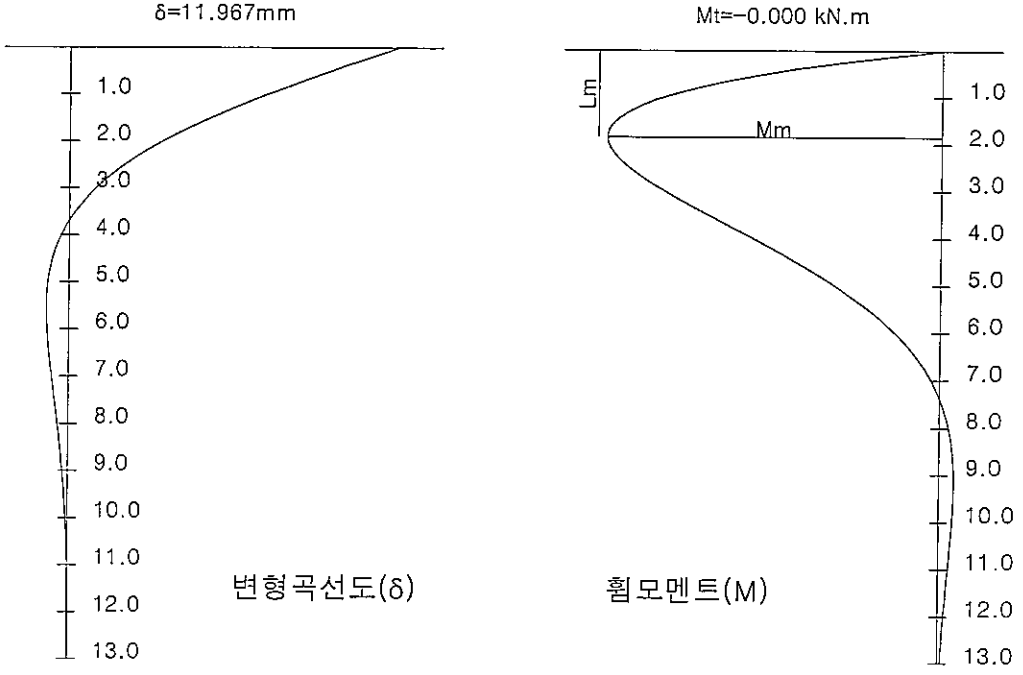
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -135.941 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.967 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.967 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-179.617	11.967	
0.867	-105.185	-70.996	7.715	
1.733	-135.630	-5.707	4.229	
2.600	-124.620	26.569	1.767	
3.467	-95.873	36.987	0.257	
4.333	-64.068	34.995	-0.513	
5.200	-36.795	27.449	-0.784	
6.067	-16.827	18.669	-0.766	
6.933	-4.113	10.955	-0.613	
7.800	2.738	5.204	-0.424	
8.667	5.496	1.475	-0.254	
9.533	5.778	-0.585	-0.125	
10.400	4.824	-1.459	-0.040	
11.267	3.459	-1.602	0.009	
12.133	2.100	-1.369	0.030	
13.000	1.126	-0.999	0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

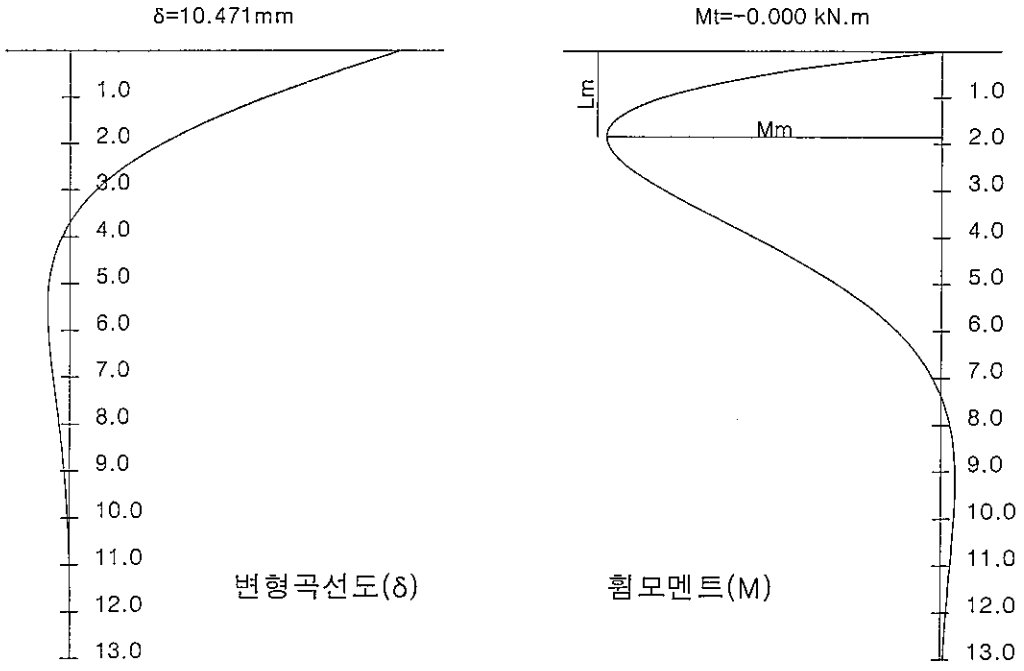
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -118.954 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.471 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.471 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-157.173	10.471	
0.867	-92.042	-62.125	6.751	
1.733	-118.683	-4.994	3.701	
2.600	-109.048	23.249	1.546	
3.467	-83.894	32.365	0.225	
4.333	-56.062	30.623	-0.449	
5.200	-32.197	24.019	-0.686	
6.067	-14.724	16.337	-0.671	
6.933	-3.599	9.587	-0.537	
7.800	2.396	4.554	-0.371	
8.667	4.809	1.291	-0.222	
9.533	5.056	-0.512	-0.109	
10.400	4.221	-1.277	-0.035	
11.267	3.027	-1.402	0.007	
12.133	1.886	-1.197	0.026	
13.000	0.985	-0.874	0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

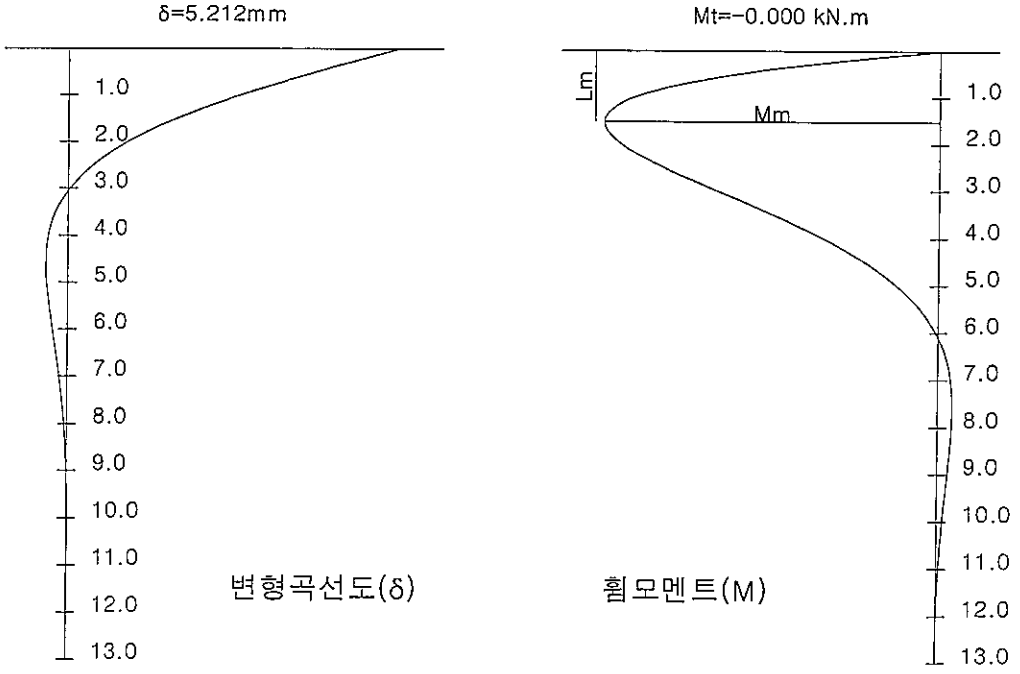
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.789 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.212 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-138.837	5.212	
0.867	-74.418	-41.691	3.006	
1.733	-85.838	8.701	1.335	
2.600	-68.571	27.089	0.311	
3.467	-43.982	27.687	-0.188	
4.333	-22.684	20.855	-0.344	
5.200	-8.174	12.731	-0.320	
6.067	-0.150	6.154	-0.228	
6.933	3.170	1.891	-0.132	
7.800	3.718	-0.336	-0.059	
8.667	2.992	-1.161	-0.014	
9.533	1.930	-1.202	0.008	
10.400	1.003	-0.911	0.015	
11.267	0.367	-0.560	0.014	
12.133	0.013	-0.273	0.010	
13.000	-0.135	-0.086	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

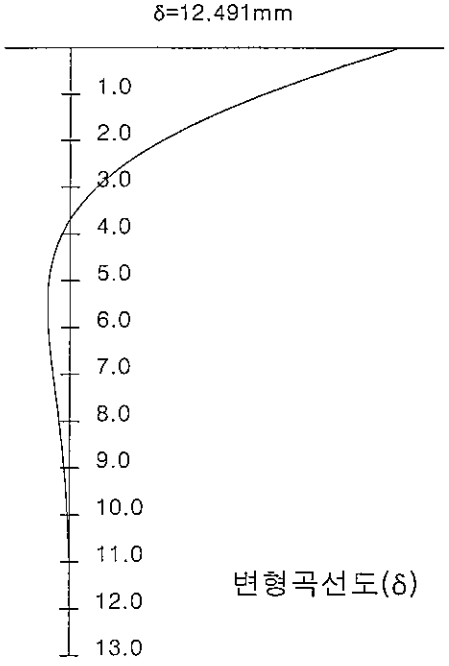
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

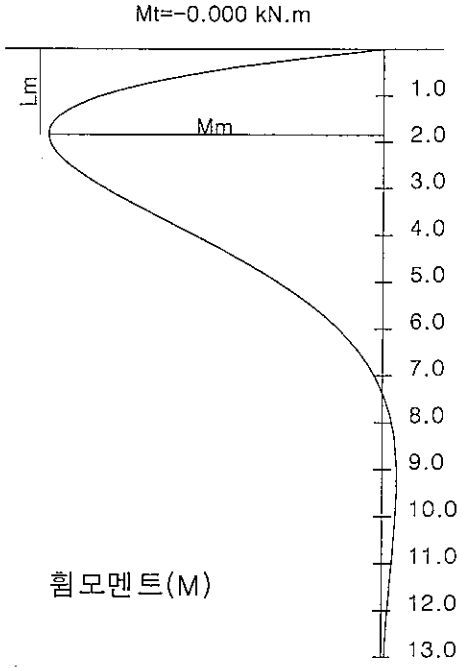
- 최대모멘트 및 깊이 : -141.898 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.491 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.491 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-187.489	12.491	
0.867	-109.795	-74.107	8.053	
1.733	-141.574	-5.957	4.415	
2.600	-130.082	27.734	1.844	
3.467	-100.075	38.608	0.268	
4.333	-66.876	36.529	-0.536	
5.200	-38.407	28.652	-0.819	
6.067	-17.564	19.487	-0.800	
6.933	-4.293	11.436	-0.640	
7.800	2.858	5.433	-0.443	
8.667	5.737	1.540	-0.265	
9.533	6.031	-0.610	-0.130	
10.400	5.036	-1.523	-0.041	
11.267	3.611	-1.672	0.009	
12.133	2.249	-1.428	0.031	
13.000	1.175	-1.043	0.036	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

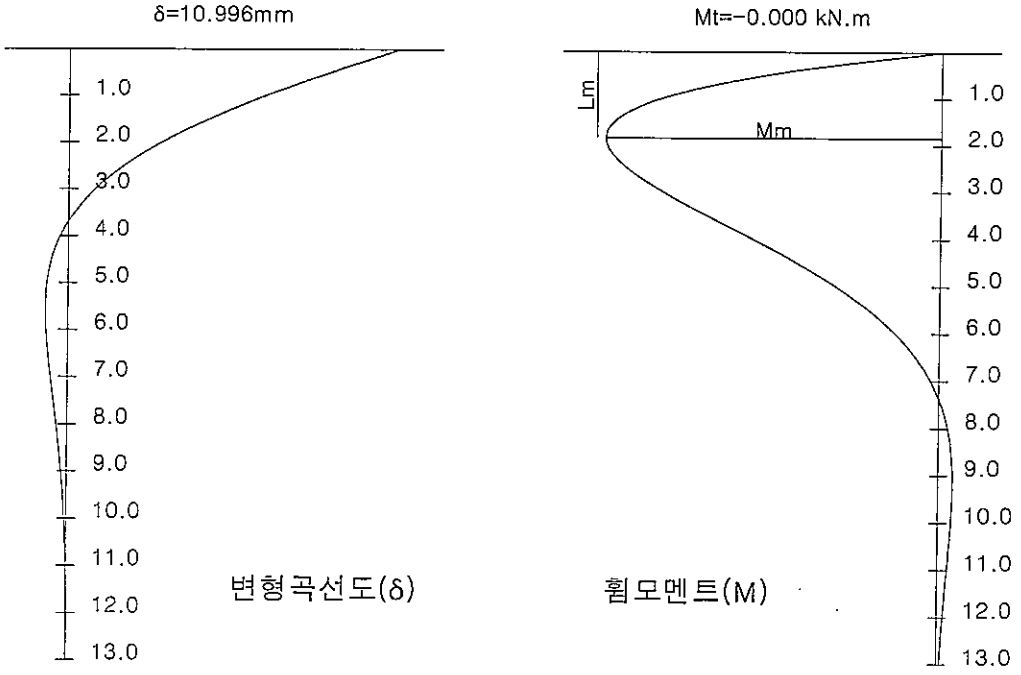
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -124.912 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.996 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.996 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-165.045	10.996	
0.867	-96.652	-65.236	7.089	
1.733	-124.627	-5.244	3.886	
2.600	-114.510	24.414	1.623	
3.467	-88.095	33.986	0.236	
4.333	-58.870	32.156	-0.472	
5.200	-33.809	25.222	-0.721	
6.067	-15.462	17.155	-0.704	
6.933	-3.780	10.067	-0.563	
7.800	2.516	4.782	-0.390	
8.667	5.050	1.356	-0.234	
9.533	5.309	-0.537	-0.115	
10.400	4.433	-1.341	-0.036	
11.267	3.179	-1.472	0.008	
12.133	1.980	-1.257	0.028	
13.000	1.034	-0.918	0.032	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

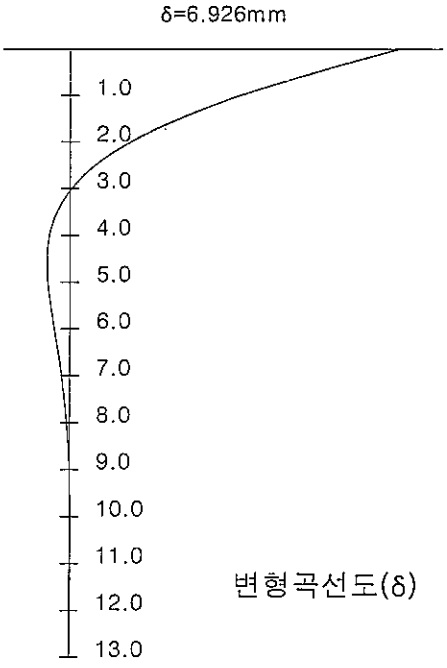
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

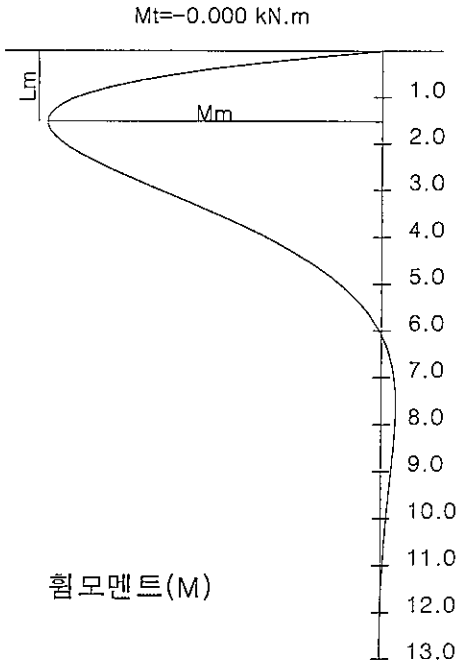
- 최대모멘트 및 깊이 : -115.328 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.926 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.926 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-184.491	6.926	
0.867	-98.889	-55.400	3.994	
1.733	-114.064	11.562	1.774	
2.600	-91.119	35.997	0.413	
3.467	-58.445	36.792	-0.250	
4.333	-30.143	27.713	-0.457	
5.200	-10.862	16.917	-0.425	
6.067	-0.200	8.177	-0.303	
6.933	4.213	2.512	-0.176	
7.800	4.941	-0.447	-0.079	
8.667	3.976	-1.543	-0.019	
9.533	2.565	-1.597	0.010	
10.400	1.332	-1.211	0.020	
11.267	0.488	-0.744	0.018	
12.133	0.017	-0.362	0.013	
13.000	-0.179	-0.114	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	5.000	사질토	2.500	10.000	39.584
1.583	12.000	사질토	6.100	24.000	231.804
1.583	50.000	사질토	2.689	100.000	425.831
계	-	-	-	-	697.236

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.4427 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 6.9259 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1/3.0 x 697.236 + 0.000 = 232.412 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 697.236 + 0.000 = 348.618 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	454.305	390.066	1586.000	232.412	O.K
	HINGE	488.565	375.506	1586.000	232.412	O.K
COMBO 2	FIX	418.605	403.386	1586.000	232.412	O.K
	HINGE	491.946	347.757	1586.000	232.412	O.K
COMBO 3	FIX	581.098	200.269	2379.000	348.618	O.K
	HINGE	513.670	284.555	2379.000	348.618	O.K
COMBO 4	FIX	886.081	601.681	1586.000	232.412	O.K
	HINGE	812.775	693.313	1586.000	232.412	O.K
COMBO 5	FIX	743.679	552.892	1586.000	232.412	O.K
	HINGE	676.262	637.163	1586.000	232.412	O.K
COMBO 6	FIX	1039.879	182.642	2379.000	348.618	O.K
	HINGE	969.936	270.070	2379.000	348.618	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 : 13.10 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.00/0.508 = 25.591 < 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	454.305	119.512	93.369	140.00	O.K
	HINGE	488.565	79.965	74.367	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	418.605	107.453	84.601	140.00	O.K
	HINGE	491.946	69.973	69.226	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	581.098	102.267	92.290	210.00	O.K
	HINGE	513.670	86.789	79.644	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	886.081	111.181	116.722	140.00	O.K
	HINGE	812.775	84.548	97.715	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	743.679	102.249	102.756	140.00	O.K
	HINGE	676.262	74.556	83.560	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1039.879	106.080	123.897	210.00	O.K
	HINGE	969.936	115.328	124.349	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

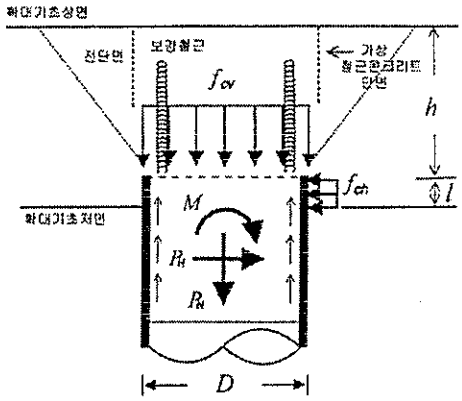
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	105.657	13.612	80.000	O.K
	HINGE	105.657	13.612	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	92.455	11.911	80.000	O.K
	HINGE	92.455	11.911	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	138.837	17.887	120.000	O.K
	HINGE	138.837	17.887	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	111.712	14.392	80.000	O.K
	HINGE	111.712	14.392	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	98.510	12.692	80.000	O.K
	HINGE	98.510	12.692	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	184.491	23.769	120.000	O.K
	HINGE	184.491	23.769	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 = 886081.3 / (π/4 x 508 ²)
= 4.372 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1039879.2 / (π/4 x 508 ²)
= 5.131 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 = 886081.3 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.159 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1039879.2 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.187 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 = 111712.240 / (508 x 100)
= 2.199 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 184490.800 / (508 x 100)
= 3.632 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)

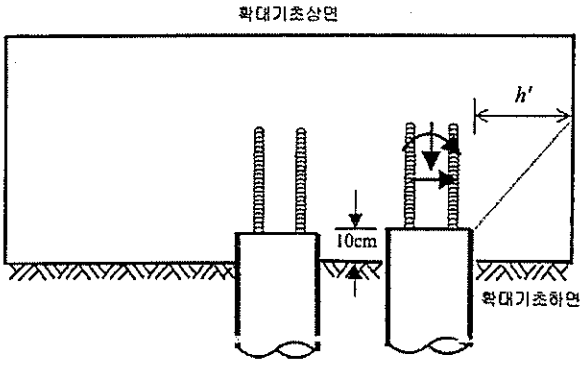
τh = 111712.240 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.188 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 184490.800 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.311 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 = 1325922.076 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 = 1325922.076 N ∴ O.K

8. 호죽1교

라멘 계산서(옥산방향)

목 차

1. 설 계 조 건
   1.1 일반사항
   1.2 하중
   1.3 사용재료
   1.4 참고문헌

2. 단 면 가 정
   2.1 설계단면
   2.2 기타단면
   2.3 지반정보

3. 모 델 링
   3.1 평상시(2D Frame)
   3.2 지진시(2D Frame)

4. 하 중 산 정
   4.1 고정하중
   4.2 활하중
   4.3 토압
   4.4 온도하중
   4.5 건조수축
   4.6 지점침하
   4.7 종방향 지진하중
   4.8 횡방향 지진하중
   4.9 지진시 토압

5. 하 중 재 하
   5.1 평상시
   5.2 지진시

6. 하 중 조 합
   6.1 사용하중 조합
   6.2 계수하중 조합
   6.3 계수하중 조합(최대 편심)
   6.4 지진하중 조합

7. 단 면 력 집 계
   7.1 평상시 단면력
   7.2 지진시 단면력
   7.3 시점측 벽체 기초검토용 하중
   7.4 종점측 벽체 기초검토용 하중
   7.5 단면력도

8. 단 면 검 토
   8.1 주철근 요약
   8.2 전단철근 요약
   8.3 단면 검토

9. 사 용 성 검 토
   9.1 사용철근 요약
   9.2 균열 검토

10. 처 짐 및 피 로 검 토
   10.1 처짐 검토
   10.2 피로 검토

11. 우각부 및 배력철근 검토
   11.1 우각부 검토
   11.2 배력철근 검토

12. 기 초 안 정 검 토
   12.1 시점측 기초
   12.2 종점측 기초

13. 기 초 설 계
   13.1 시점측 기초
   13.2 종점측 기초

14. 날 개 벽 설 계

15. 접 속 슬 래 브 설 계
   15.1 지간 및 하중 산정
   15.2 단면력 검토
   15.3 사용성 검토
   15.4 받침부 설계

16. 말 뚝 검 토

16.1 시점측 기초 말뚝검토
16.2 종점측 기초 말뚝검토

▣ 해석결과 요약

■ 기초 및 말뚝의 검토

구 분			허용값	발생값	안전률	허용안전률	비 고
시점	평상시	허용지지력(kN/EA)	1364.000	971.036	1.405	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	0.000	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	161.000	123.048	1.308	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	92.000	15.651	5.878	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	8.060	1.861	1.000	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2046.000	621.315	3.293	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	0.000	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	210.000	69.040	3.042	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	9.830	12.207	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.852	5.259	1.000	O.K
종점	평상시	허용지지력(kN/EA)	1586.000	974.305	1.628	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	0.000	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	161.000	122.686	1.312	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	92.000	15.635	5.884	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	8.052	1.863	1.000	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2379.000	625.959	3.801	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	0.000	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	210.000	69.965	3.002	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	9.856	12.176	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.860	5.245	1.000	O.K

■ 단면 휨 설계

단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (㎟)	사용철근량 (㎟)	Mu (kN.m)	φMn (kN.m)	안전도	비 고
본체	좌측단부	1200	80	3617.3	H29@125	1338.715	1878.751	1.403	O.K
	중앙부(지간1)	900	60	3177.3	H25@125	877.522	1109.022	1.264	O.K
	우측단부	1200	80	3617.7	H29@125	1338.835	1878.751	1.403	O.K
	시점벽체 상단부	1000	80	4210.9	H29@125	1264.619	1529.286	1.209	O.K
	시점벽체 중앙(전면)	900	80	1149.1	H19@125	316.470	623.444	1.970	O.K
	시점벽체 중앙(배면)	900	80	1397.6	H22@125	383.872	834.973	2.175	O.K
	시점벽체 하단(전면)	900	80	3706.5	H25@125	992.678	1081.457	1.089	O.K
	시점벽체 하단(배면)	900	80	4321.6	H29@125	1149.515	1354.553	1.178	O.K
	종점벽체 상단부	1000	80	4210.9	H29@125	1264.635	1529.286	1.209	O.K
	종점벽체 중앙(전면)	900	80	1148.5	H19@125	316.301	623.444	1.971	O.K
	종점벽체 중앙(배면)	900	80	1398.5	H22@125	384.114	834.973	2.174	O.K
	종점벽체 하단(전면)	900	80	3707.4	H25@125	992.907	1081.457	1.089	O.K
	종점벽체 하단(배면)	900	80	4319.4	H29@125	1148.968	1354.553	1.179	O.K
기초	시점측(앞굽)-하면	1000	150	1804.6	H25@125	511.881	1122.804	2.193	O.K
	시점측(앞급)-상면	-	-	-	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-상면	1000	100	3304.9	H25@125	978.931	1191.715	1.217	O.K
	시점측(뒷굽)-하면	1000	150	2212.0	H25@125	624.767	1122.804	1.797	O.K
	종점측(앞급)-하면	1000	150	1811.8	H25@125	513.897	1122.804	2.185	O.K
	종점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-	-	-	-
	종점측(뒷굽)-상면	1000	100	3334.8	H25@125	987.508	1191.715	1.207	O.K
	종점측(뒷굽)-하면	1000	150	2213.4	H25@125	625.169	1122.804	1.796	O.K
시점우측 날개벽	A(T=500 mm)	500	80	1488.49	2292	205.991	311.732	1.513	O.K
	화부(T=450	450	80	1067.12	2292	130.87	272.768	2.084	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1308.47	2292	181.777	311.732	1.715	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1793.58	3096.8	246.591	413.808	1.678	O.K
종점좌측 날개벽	A(T=500 mm)	500	80	1460.15	2292	202.192	311.732	1.542	O.K
	화부(T=450	450	80	1063.47	2292	130.434	272.768	2.091	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1285.74	2292	178.705	311.732	1.744	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1804.78	3096.8	248.072	413.808	1.668	O.K

■ 사용성 검토

구 분		Ms(kN.m)	fs(MPa)	철근간격(S)	최대간격(Sa)	비 고
본체	좌측단부	941.184	176.670	125.000	281.996	O.K
	중앙부(지간1)	630.377	200.382	125.000	274.248	O.K
	우측단부	941.291	176.690	125.000	281.945	O.K
	시점벽체 상단부	906.707	208.694	125.000	213.596	O.K
	시점벽체 중앙(전면)	190.344	107.711	125.000	554.871	O.K
	시점벽체 중앙(배면)	295.286	124.813	125.000	458.446	O.K
	시점벽체 하단(전면)	639.859	208.539	125.000	208.878	O.K
	시점벽체 하단(배면)	679.423	176.238	125.000	283.088	O.K
	종점벽체 상단부	906.768	208.708	125.000	213.571	O.K
	종점벽체 중앙(전면)	190.250	107.658	125.000	555.231	O.K
	종점벽체 중앙(배면)	295.472	124.891	125.000	458.049	O.K
	종점벽체 하단(전면)	640.223	208.657	125.000	208.663	O.K
	종점벽체 하단(배면)	679.218	176.185	125.000	283.223	O.K
기초	시점측(앞굽)-하면	333.609	104.755	125.000	408.006	O.K
	시점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-상면	513.413	151.951	125.000	299.511	O.K
	시점측(뒷굽)-하면	427.483	134.231	125.000	242.923	O.K
	종점측(앞굽)-하면	334.803	105.130	125.000	405.324	O.K
	종점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-
	종점측(뒷굽)-상면	518.537	153.467	125.000	294.389	O.K
	종점측(뒷굽)-하면	427.854	134.348	125.000	242.415	O.K
시점우측 날개벽	A(T=500 mm)	136.861	180	125	399.152	O.K
	화부(T=450	99.184	180	125	617.727	O.K
	B(T=500 mm)	120.773	180	125	475.8	O.K
	C(T=500 mm)	122.724	180	125	469.184	O.K
종점좌측 날개벽	A(T=500 mm)	134.336	180	125	409.965	O.K
	화부(T=450	98.854	180	125	620.381	O.K
	B(T=500 mm)	118.732	180	125	487.008	O.K
	C(T=500 mm)	123.461	180	125	465.355	O.K

■ 배력철근 검토

단위 : ㎟

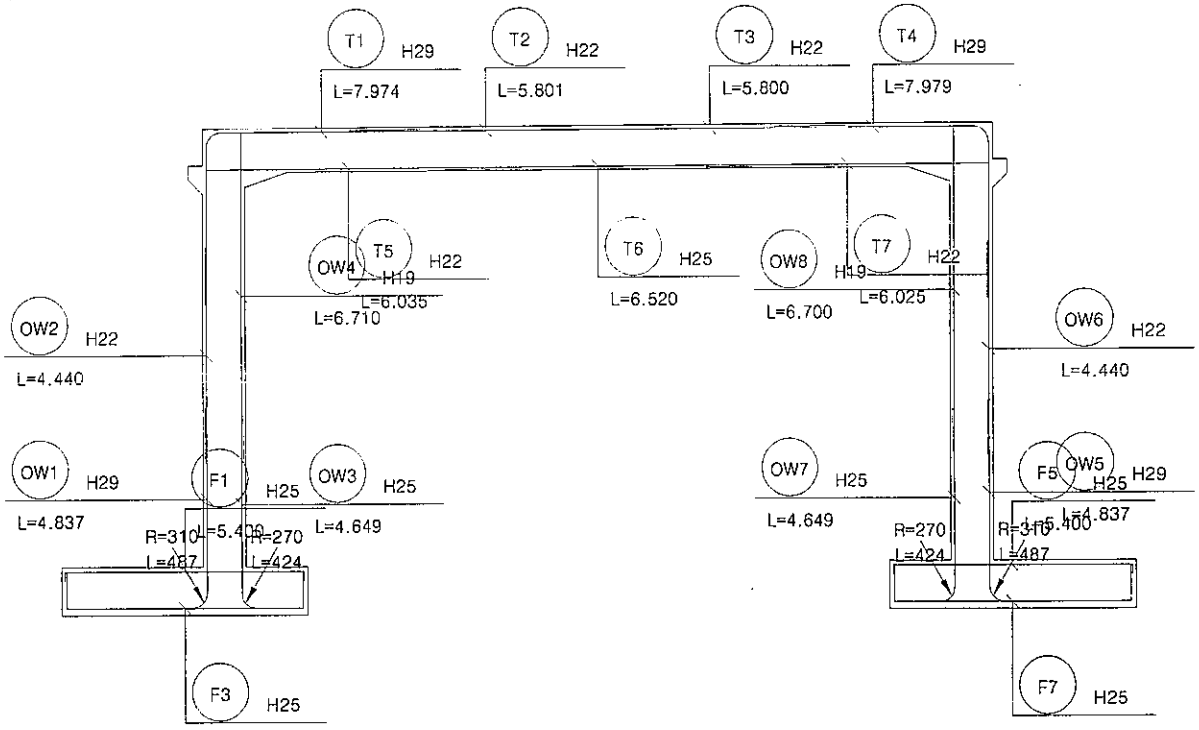
구 분		주철근비/0.0015hb		단면적비		300㎟이상		비 고
		필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
본체	좌측단부	498.9	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부(지간1)	438.2	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	우측단부	499.0	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	시점벽체 상단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	시점벽체 중앙부	1350.0	1986.0			300.0	1324.0	O.K
	시점벽체 하단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점벽체 상단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점벽체 중앙부	1350.0	1986.0			300.0	1324.0	O.K
	종점벽체 하단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
기초	시점측(앞굽)	1500.0	2648.0			300.0	1324.0	O.K
	시점측(뒷굽)	1500.0	2648.0			300.0	1324.0	O.K
	종점측(앞굽)	1500.0	2648.0			300.0	1324.0	O.K
	종점측(뒷굽)	1500.0	2648.0			300.0	1324.0	O.K
날개벽	시점우측 A	750.0	2383.2			300.0	794.4	O.K
	시점우측 A`	675.0	2383.2			300.0	794.4	O.K
	시점우측 B	750.0	4645.2			300.0	1548.4	O.K
	시점우측 C	750.0	3438.0			300.0	1146.0	O.K
	종점좌측 A	750.0	2383.2			300.0	794.4	O.K
	종점좌측 A`	675.0	2383.2			300.0	794.4	O.K
	종점좌측 B	750.0	4645.2			300.0	1548.4	O.K
	종점좌측 C	750.0	3438.0			300.0	1146.0	O.K

■ 전단철근 검토

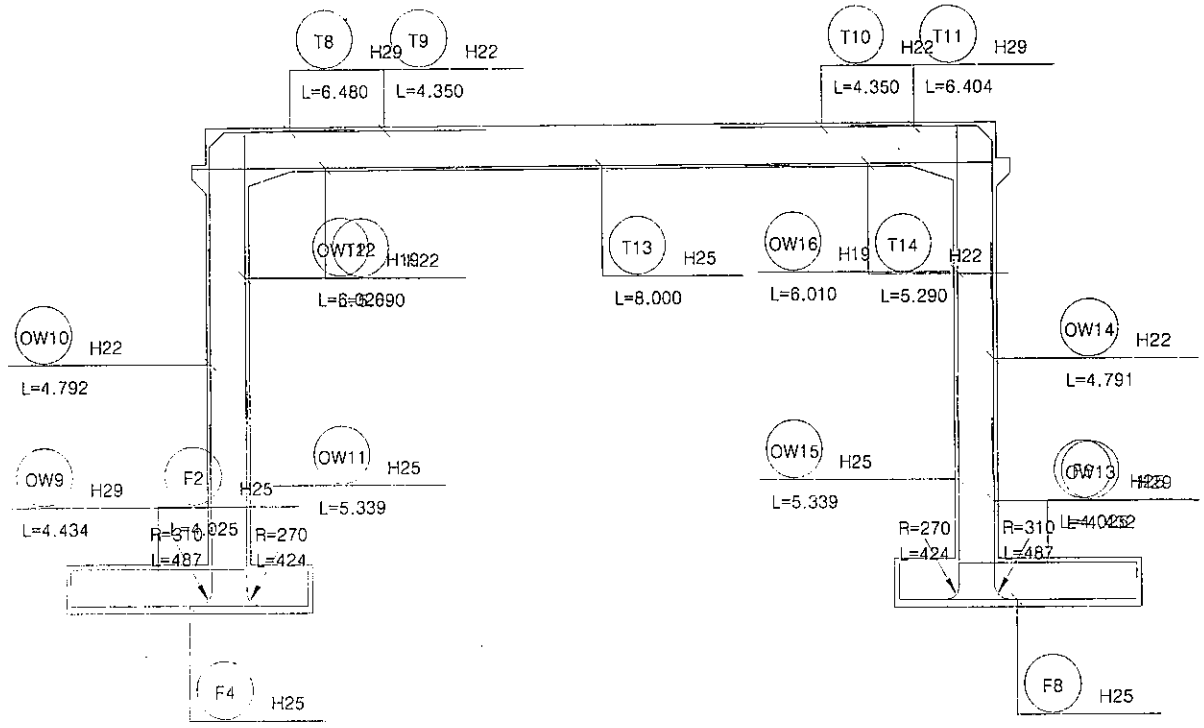
구 분		ϕVc	Vu	ϕVn	다리수	필요 철근량	사용철근량			비 고
		kN	kN	kN	개	㎟	직경	간격	㎟	
본체	좌측단부	568.11	573.83	915.53	2.00	6.5	H16	300	397.2	O.K
	중앙부(지간1)	581.97	0.00	759.91	2.00	-	H16	600	397.2	O.K
	우측단부	568.11	573.82	915.53	2.00	6.5	H16	300	397.2	O.K
	시점벽체 상단부	568.11	353.33	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 중앙부	568.11	278.45	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 하단부	568.11	489.11	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 상단부	568.11	353.33	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 중앙부	568.11	278.65	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 하단부	568.11	488.62	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
기초	시점측(앞굽)	588.90	73.58	768.96	2.00	-	H16	600	397.2	O.K
	시점측(뒷굽)	623.54	584.36	1004.85	2.00	-	H16	300	397.2	O.K
	종점측(앞굽)	588.90	73.91	785.33	2.00	-	H16	550	397.2	O.K
	종점측(뒷굽)	623.54	588.61	1004.85	2.00	-	H16	300	397.2	O.K
날개벽	시점우측 A	274.34	189.86	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점우측 A`	241.68	90.07	241.68	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점우측 B	274.34	191.74	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점우측 C	274.34	218.19	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점좌측 A	274.34	192.86	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점좌측 A`	241.68	96.89	241.68	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점좌측 B	274.34	194.34	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점좌측 C	274.34	219.46	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K

▣ 주철근 조립도

①CTC250

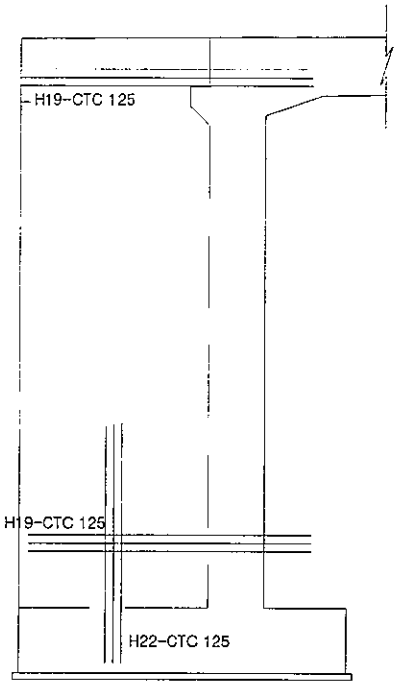


②CTC250

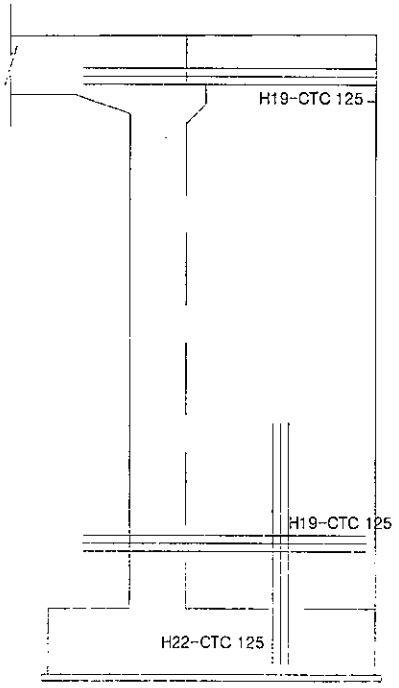


▣ 주철근 조립도

- 시점우측 날개벽



- 종점좌측 날개벽



1. 설 계 조 건

1.1 일 반 사 항

1) 교 량 형 식 : RC 라멘교
2) 지 간 구 성 : L = 15.000 m
3) 횡 단 폭 원 : 12.455 m
4) SKEW 각 도 : 90.000 °
5) 기 초 형 식 : 말뚝기초
6) 교 량 등 급 : 1 등급
7) 내 진 등 급 : 1 등급

1.2 하 중

1) 고 정 하 중
   ① 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m³
   ② 뒷채움 토사 : 20.00 kN/m³

2) 활 하 중
   ① 1 등 급 교 : DB-24
   ② 과 재 하 중 : 10.00 kN/m²

3) 토 압
   ① 흙의 내부마찰각 : Φ = 35.00 °
   ② 정지토압계수 : Ko = 1 - SinΦ = 0.426

4) 지 진 하 중
   ① 내진등급 : 1 등급
   ② 내진구역 : 1 구역
   ③ 지반계수 : S = 1.20
   ④ 가속도계수 : A = 1.400 x 0.110 = 0.154
   ⑤ 지진시 토압계수 : Mononobe-Okabe 공식

5) 온 도 하 중
   ① 선팽창계수 (α) : 1.000×10^{-5}
   ② 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃
   ③ 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

6) 지 점 침 하
   콘크리트교이므로 δ = 10.00 mm를 고려한다.

7) 건 조 수 축
   ① 건조수축률 (ε) : 15.00×10^{-5}
   ② 선팽창계수 (α) : 1.000×10^{-5}

1.3 사 용 재 료

1) 콘 크 리 트

① fck = 27.0 MPa

② Ec = 27804.0 MPa

2) 철 근

① fy = 400.0 MPa

② Es = 200000.0 MPa

1.4 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 - 국토해양부 (2010년)

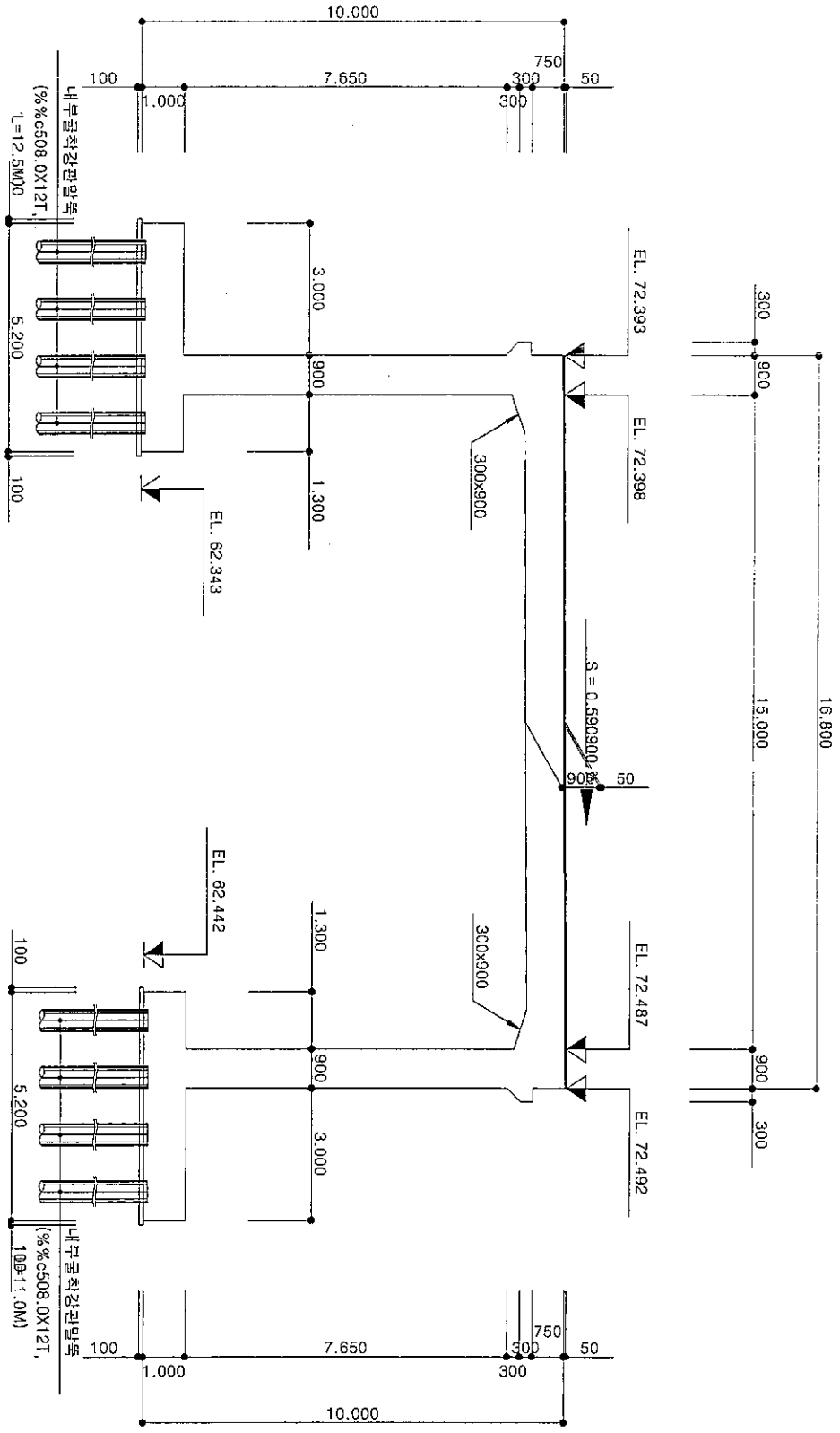
2) 콘크리트구조설계기준 - 학국콘크리트학회 (2007년)

3) 도로설계요령 제3권 교량편 - 한국도로공사 (2009년)

4) 고속도로 교량의 내진설계편람 - 한국도로공사 (2000년)

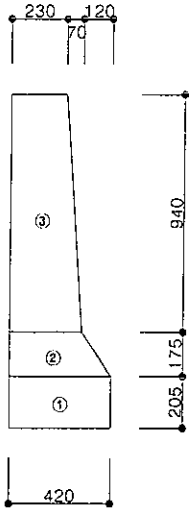
2. 단 면 가 정

2.1 설 계 단 면



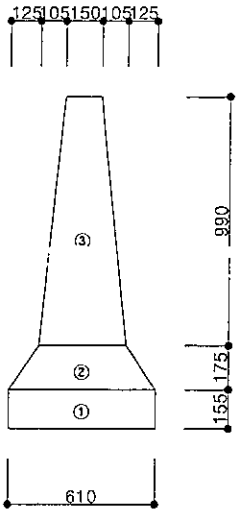
2.2 기 타 단 면

1) 방호벽(좌)



①	0.205 x 0.420	=	0.086 ㎡
②	(0.420 + 0.300)/2 x 0.175	=	0.063 ㎡
③	(0.300 + 0.230)/2 x 0.940	=	0.249 ㎡
	계	=	0.398 ㎡

2) 중분대(좌)



①	0.155 x 0.610	=	0.095 ㎡
②	(0.610 + 0.360)/2 x 0.175	=	0.085 ㎡
③	(0.360 + 0.150)/2 x 0.990	=	0.252 ㎡
	계	=	0.432 ㎡

2.3 지 반 정 보

1) 시점측 기초 : BH-1, STA. 2446.760, EL. 64.000

구분	보링명칭	dH	N	c	Cu	Eo	μ
1	매립토	1.500	4	0.000	0.000	10000	0.350
2	실트 섞인 모래(SM)	6.500	6	0.000	0.000	10000	0.350
3	풍화토	13.000	38	0.000	0.000	40000	0.320
4	연암(SR)	16.000	50	0.000	0.000	1200000	0.270

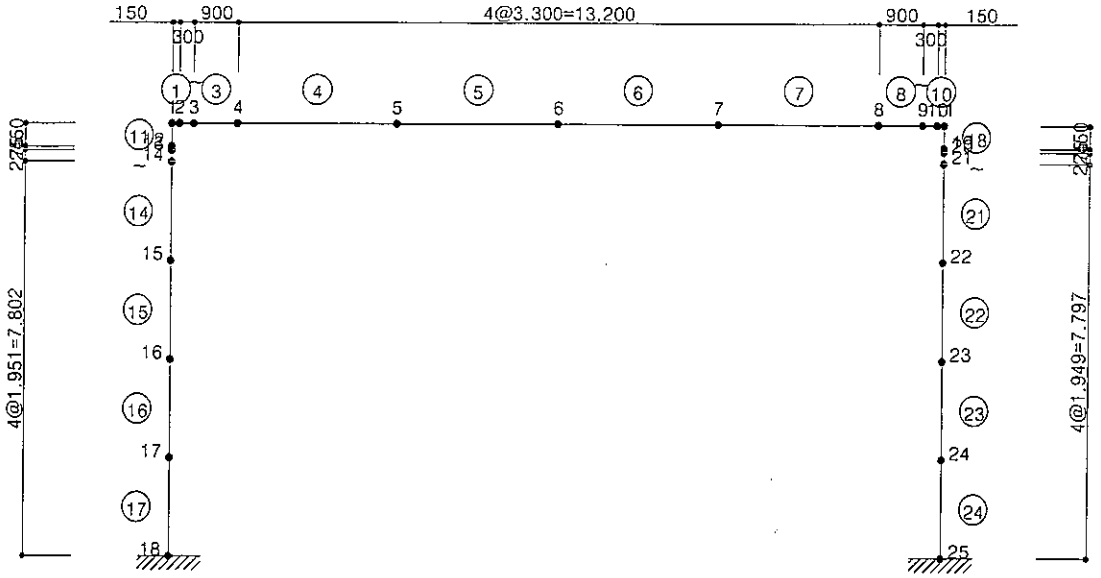
2) 종점측 기초 : BH-2, STA. 2462.750, EL. 63.000

구분	보링명칭	dH	N	c	Cu	Eo	μ
1	매립토	1.000	4	0.000	0.000	10000	0.350
2	실트 섞인 모래(SM)	6.500	6	0.000	0.000	10000	0.350
3	풍화토	10.000	50	0.000	0.000	40000	0.320
4	풍화암(WR)	10.600	50	0.000	0.000	160000	0.300
5	연암(SR)	13.600	50	0.000	0.000	1200000	0.270

3. 모델링 해석

3.1 평상시(2D Frame)

1) 해석 모델링



2) 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	8.552	10	15.750	8.552	19	15.900	8.102
2	0.150	8.552	11	15.900	8.552	20	15.900	8.027
3	0.450	8.552	12	0.000	8.102	21	15.900	7.802
4	1.350	8.552	13	0.000	8.027	22	15.900	5.853
5	4.650	8.552	14	0.000	7.802	23	15.900	3.904
6	7.950	8.552	15	0.000	5.852	24	15.900	1.954
7	11.250	8.552	16	0.000	3.901	25	15.900	0.005
8	14.550	8.552	17	0.000	1.951			
9	15.450	8.552	18	0.000	0.000			

3) 단면 특성

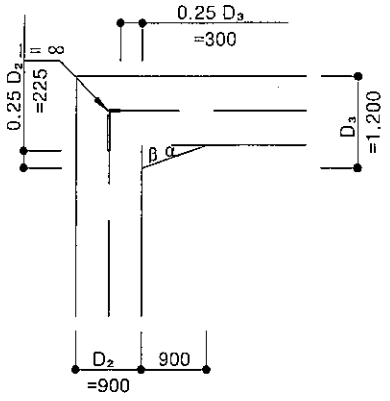
구 분		B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	적용절점
슬래브	①	1.000	0.900	0.900	0.060750	4~8
	②	1.000	1.200	1.200	0.144000	1~3, 9~11
벽 체	①	1.000	0.900	0.900	0.060750	14~18, 21~25
	②	1.000	0.975	0.975	0.077238	13, 20
	③	1.000	1.000	1.000	0.083333	1, 11, 12, 19

4) 강역구간 설정

기둥과 보의 절점부에 특히 큰 헌치가 있는 경우나 보부재 또는 기둥부재의 부재두께가 매우 큰 경우에는 강역의 영향을 고려한다. 『도로교설계기준』 4.12.3.(3)

부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서부터 절점까지로 한다. 다만, 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지로 한다. 『도로교설계기준』 4.12.3.(3)

① 시종점 벽체



α = 18.435°

β = 71.565°

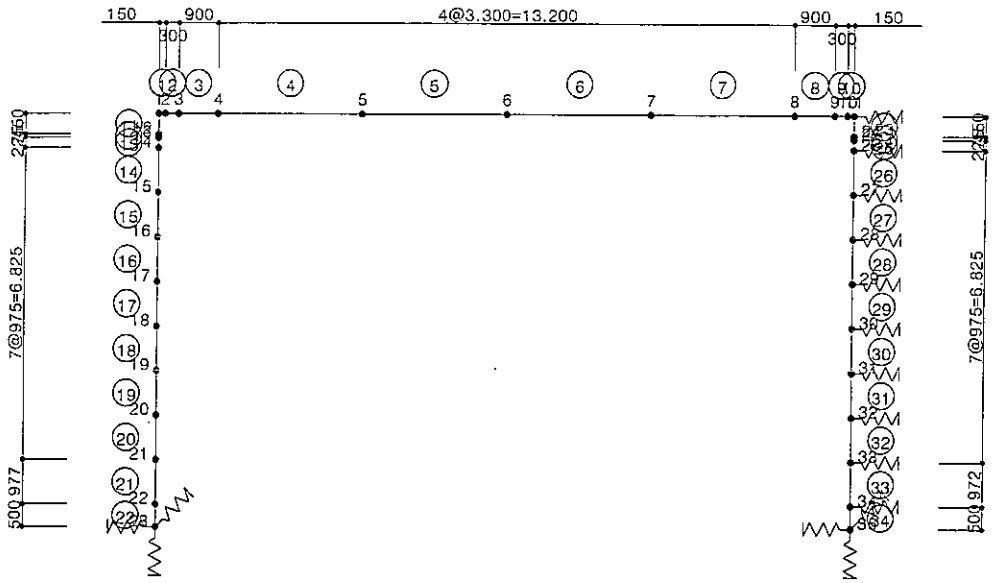
강역 계산결과

슬래브 : 150.000

벽 체 : 525.000

3.2 지진시(2D Frame)

1) 해석 모델링



2) 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	9.052	10	15.750	9.052	19	0.000	3.427	28	15.900	6.352
2	0.150	9.052	11	15.900	9.052	20	0.000	2.452	29	15.900	5.377
3	0.450	9.052	12	0.000	8.602	21	0.000	1.477	30	15.900	4.402
4	1.350	9.052	13	0.000	8.527	22	0.000	0.500	31	15.900	3.427
5	4.650	9.052	14	0.000	8.302	23	0.000	0.000	32	15.900	2.452
6	7.950	9.052	15	0.000	7.327	24	15.900	8.602	33	15.900	1.477
7	11.250	9.052	16	0.000	6.352	25	15.900	8.527	34	15.900	0.505
8	14.550	9.052	17	0.000	5.377	26	15.900	8.302	35	15.900	0.005
9	15.450	9.052	18	0.000	4.402	27	15.900	7.327			

3) 스프링강성 : 「 6) SPRING 계수 산정 」 참조

① 기초 스프링강성

위치 / 절점		kδx	kδy	kδz	kΘx	kΘy	kΘz
시점기초	23	1497929	1497929	4499654	65061697	12358974	23873415
종점기초	35	1497929	1497929	4894622	70522186	13193345	23873415

② 벽체 스프링강성

절점	산출식	kδx	비고
1	105868 x (0.900 + 0.750) / 2	87341	
14	105868 x (0.750 + 0.975) / 2	91311	
15	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
16	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
17	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
18	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
19	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
20	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
21	105868 x (0.975 + 0.977) / 2	103346	
22	105868 x (0.977 + 1.000) / 2	104669	
11	105868 x (0.900 + 0.750) / 2	87341	
26	105868 x (0.750 + 0.975) / 2	91311	
27	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
28	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
29	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
30	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
31	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
32	105868 x (0.975 + 0.975) / 2	103221	
33	105868 x (0.975 + 0.972) / 2	103079	
34	105868 x (0.972 + 1.000) / 2	104402	

4) 단면 특성

구 분		B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	적용절점
슬래브	①	12.455	0.900	11.210	0.756641	4~8
	②	12.455	1.200	14.946	1.793520	1~3, 9~11
벽 체	①	12.455	0.900	11.210	0.756641	14~23, 26~35
	②	12.455	0.975	12.144	0.962003	13, 25
	③	12.455	1.000	12.455	1.037917	1, 11, 12, 24

5) 강역구간 설정 : 평상시 모델링과 동일

6) SPRING 계수 산정 : 시점측 기초

① 벽체의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 종방향(교축방향 : X-DIR) 변위강성

K_S = 0.425 x Eo x B

= 0.425 x 20000 x 12.455

= 105868 kN/m

㉯ 횡방향(교축직각방향 : Y-DIR) 회전강성

K_R = 0.072 x Eo x B x H^2

= 0.072 x 20000 x 12.455 x 9.052^2

= 1469704 kN.m/rad

㉰ Y축,Z축으로의 변위강성과 X축,Z축에 대한 회전강성은 무시한다.

② 기초의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	12.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

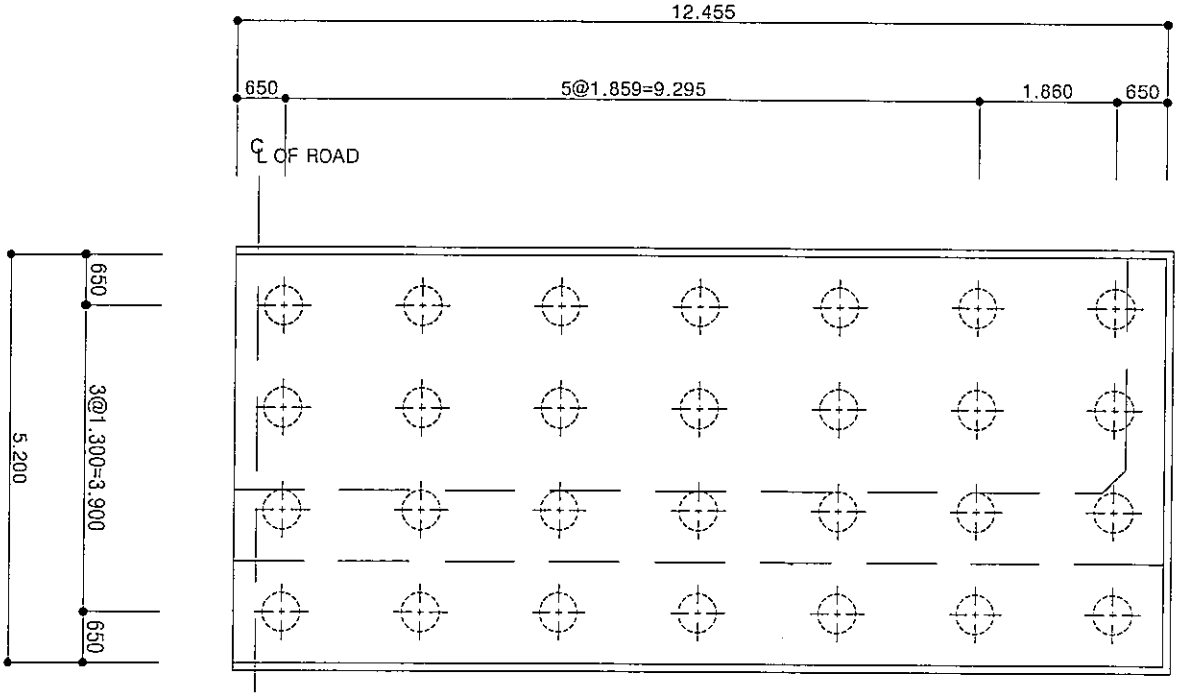
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

㉯ 말뚝의 배치



㉰ 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² : 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.611

Kv = a x Ap x Ep / L = 160701.919 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

㉱ 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 kN/m²

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

※ 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.719	90355.95
1.719	1.929	57032.23
1.929	1.950	54624.28
1.950	1.952	54403.81
1.952	1.952	54383.19
1.952	1.952	54381.25
1.952	1.952	54381.07

Kh = 54381.06 kN/m³

β = 0.512 m-1

βL 0.512 x 12.4000 = 6.353 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

㉲ 축직각방향 스프링정수 : 말뚝머리 고정인 경우

K1 = 4EIβ³ = 53497 kN/m

K2 = 2EIβ² = 52211 kN/rad

K3 = 2EIβ² = 52211 kN/rad

K4 = 2EIβ = 101909 kN/rad

㉳ 말뚝기초의 스프링 강성

Kxt = ∑K1 = 1497929 kN/m

Kyt = ∑K1 = 1497929 kN/m

Kzt = ∑Kv = 4499654 kN/m

Kxr = Kv x ∑yi² + ∑K4 = 65061697 kN.m/m

Kyr = Kv x ∑xi² + ∑K4 = 12358974 kN.m/m

Kzr = K1 x (∑xi² + ∑yi²) = 23873415 kN.m/m

7) SPRING 계수 산정 : 종점측 기초

① 벽체의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 종방향(교축방향 : X-DIR) 변위강성

K_S = 0.425 x Eo x B

= 0.425 x 20000 x 12.455

= 105868 kN/m

㉯ 횡방향(교축직각방향 : Y-DIR) 회전강성

K_R = 0.072 x Eo x B x H^2

= 0.072 x 20000 x 12.455 x 9.047^2

= 1468065 kN.m/rad

㉰ Y축,Z축으로의 변위강성과 X축,Z축에 대한 회전강성은 무시한다.

② 기초의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	10.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

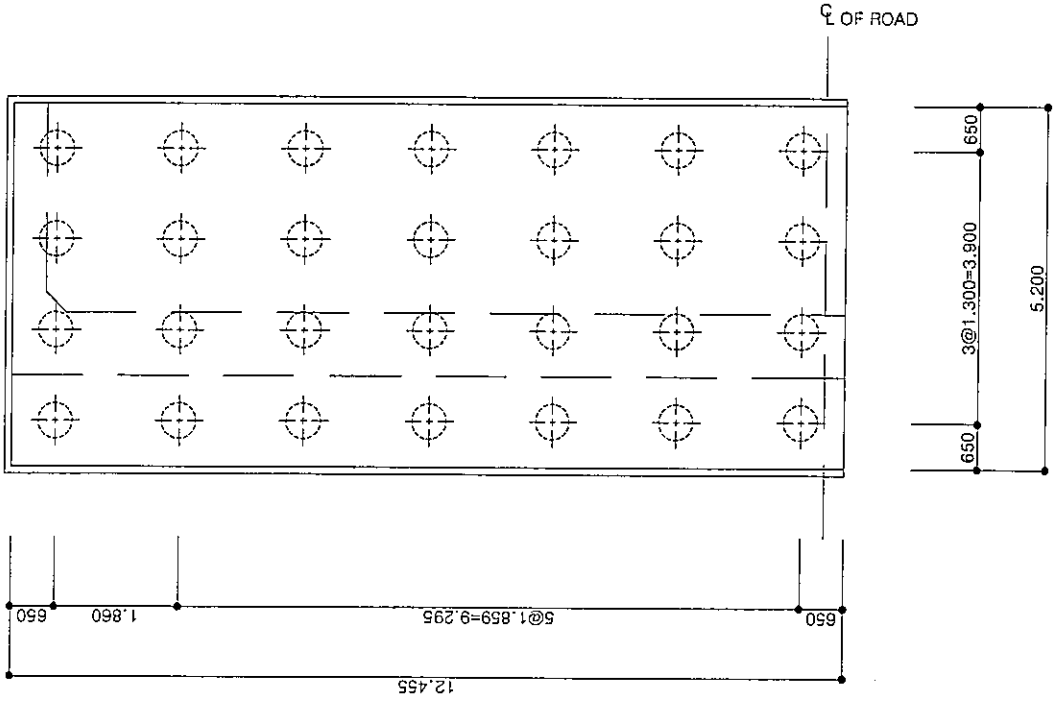
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

㉯ 말뚝의 배치



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

㉰ 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.585

Kv = a x Ap x Ep / L = 174807.946 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

㉱ 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 kN/m²

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

※ 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.719	90355.95
1.719	1.929	57032.23
1.929	1.950	54624.28
1.950	1.952	54403.81
1.952	1.952	54383.19
1.952	1.952	54381.25
1.952	1.952	54381.07

Kh = 54381.06 kN/m³

β = 0.512 m-1

βL = 0.512 x 10.9000 = 5.594 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

㉲ 축직각방향 스프링정수 : 말뚝머리 고정인 경우

K1 = 4EIβ³ = 53497 kN/m

K2 = 2EIβ² = 52211 kN/rad

K3 = 2EIβ² = 52211 kN/rad

K4 = 2EIβ = 101909 kN/rad

㉳ 말뚝기초의 스프링 강성

Kxt = ∑K1 = 1497929 kN/m

Kyt = ∑K1 = 1497929 kN/m

Kzt = ∑Kv = 4894622 kN/m

Kxr = Kv x ∑yi² + ∑K4 = 70522186 kN.m/m

Kyr = Kv x ∑xi² + ∑K4 = 13193345 kN.m/m

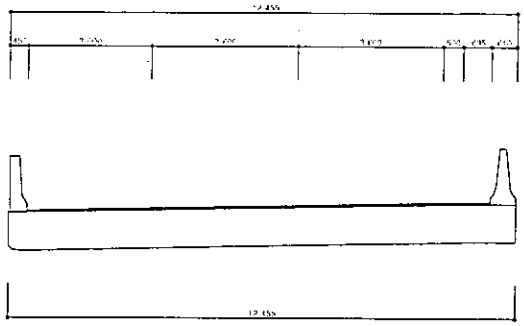
Kzr = K1 x (∑xi² + ∑yi²) = 23873415 kN.m/m

4. 하 중 산 정

4.1 고 정 하 중

1) 구체자중 : 프로그램내에서 자동고려 (w = A × γc)

2) 기타 고정하중



① 포 장	:	(0.050 x 22.500) x 11.395 / 12.455	=	1.029 kN/m²
② 방호벽	:	(0.398 x 25.000 + 0.176) / 12.455	=	0.813 kN/m²
③ 중분대	:	0.432 x 25.000 / 12.455	=	0.867 kN/m²
합 계	:		=	2.709 kN/m²

4.2 활 하 중

1) 설 계 지 간 : 15.900 m , 『도로교 설계기준』 4.8.3.2

2) 연석간의 교폭 : 11.395 m

3) 유효폭 산정 : 『도로교 설계기준』 4.7.5.1,(2)

E = 1.2 + 0.06 x L = 2.154 m (≤ 2.100 m) , ∴ E = 2.100 m

4) 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 0.268 ≤ 0.300 , ∴ i = 0.268

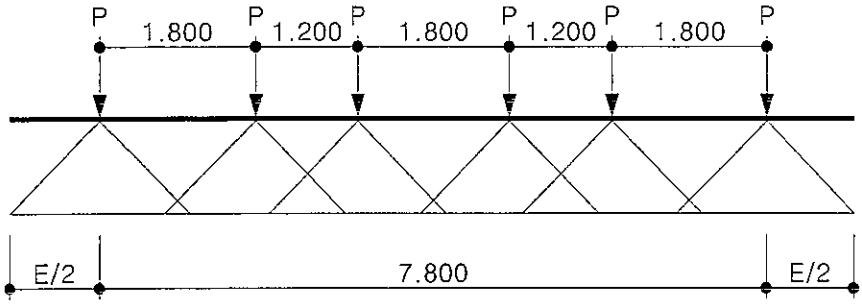
5) 설계차선 산정

연석간의 교폭(Wc)이 11.395m 이므로 3차선을 재하한다.

Wc의 범위(m)	차로수	Wc의 범위(m)	차로수
6.0 ≤ Wc < 9.1	2	23.8 ≤ Wc < 27.4	7
9.1 ≤ Wc < 12.8	3	27.4 ≤ Wc < 31.1	8
12.8 ≤ Wc < 16.4	4	31.1 ≤ Wc < 34.7	9
16.4 ≤ Wc < 20.1	5	34.7 ≤ Wc < 38.4	10
20.1 ≤ Wc < 23.8	6		

설계차로폭 W는 표준 점유폭인 3 m마다 재하한다.

6) 활하중(DB-24,DL-24) 산정



① DB-24 : 2차선재하시 적용

㉮ 1차선 재하시

Ea = 1.800 x 1 + 1.200 x 0 + 2.100 = 3.900 m

Pf = 2 x 24.000 x (1 + 0.268) / 3.900 = 15.606 kN

Pr = 2 x 96.000 x (1 + 0.268) / 3.900 = 62.425 kN

㉯ 2차선 재하시

Ea = 1.800 x 2 + 1.200 x 1 + 2.100 = 6.900 m

Pf = 4 x 24.000 x (1 + 0.268) / 6.900 = 17.642 kN

Pr = 4 x 96.000 x (1 + 0.268) / 6.900 = 70.567 kN

㉰ 3차선 재하시 : 90% 적용

Ea = 1.800 x 3 + 1.200 x 2 + 2.100 = 9.900 m

Pf = 6 x 24.000 x (1 + 0.268) / 9.900 x 0.90 = 16.599 kN

Pr = 6 x 96.000 x (1 + 0.268) / 9.900 x 0.90 = 66.397 kN

② DL-24

㉮ 모멘트 계산시

Pm = 108.000 x (1 + 0.268) / 3 = 45.648 kN

㉯ 전단력 계산시

Ps = 156.000 x (1 + 0.268) / 3 = 65.936 kN

㉰ 등분포하중

w = 12.700 x (1 + 0.268) / 3 = 5.368 kN/m

③ 단위폭당 활하중

구분	E(m)	DB-24		DL-24			비고
		Pr(kN)	Pf(kN)	w(kN/m)	Pm(kN)	Ps(kN)	
1차선	3.900	62.425	15.606	5.368	45.648	65.936	
2차선	6.900	70.567	17.642	5.368	45.648	65.936	적용
3차선	9.900	66.397	16.599	5.368	45.648	65.936	

4.3 토 압

1) 정지토압 계수

Ko = 1.0 - sinΦ = 1.0 - sin35.0° = 0.426

2) 상재하중 : 10.000 kN/m²

3) 평상시 작용토압 : 시점측 벽체

q1	=	0.426 x (10.000 + 0.050 x 22.500 + 0.450 x 20.000)	= 8.573 kN/m²
q2	=	8.573 + 0.426 x 0.450 x 20.000	= 12.407 kN/m²
q3	=	8.573 + 0.426 x 0.525 x 20.000	= 13.046 kN/m²
q4	=	8.573 + 0.426 x 0.750 x 20.000	= 14.963 kN/m²
q5	=	8.573 + 0.426 x 2.701 x 20.000	= 31.582 kN/m²
q6	=	8.573 + 0.426 x 4.651 x 20.000	= 48.201 kN/m²
q7	=	8.573 + 0.426 x 6.602 x 20.000	= 64.820 kN/m²
q8	=	8.573 + 0.426 x 8.552 x 20.000	= 81.439 kN/m²

4) 평상시 작용토압 : 종점측 벽체

q1	=	0.426 x (10.000 + 0.050 x 22.500 + 0.450 x 20.000)	= 8.573 kN/m²
q2	=	8.573 + 0.426 x 0.450 x 20.000	= 12.407 kN/m²
q3	=	8.573 + 0.426 x 0.525 x 20.000	= 13.046 kN/m²
q4	=	8.573 + 0.426 x 0.750 x 20.000	= 14.963 kN/m²
q5	=	8.573 + 0.426 x 2.699 x 20.000	= 31.572 kN/m²
q6	=	8.573 + 0.426 x 4.649 x 20.000	= 48.180 kN/m²
q7	=	8.573 + 0.426 x 6.598 x 20.000	= 64.788 kN/m²
q8	=	8.573 + 0.426 x 8.547 x 20.000	= 81.396 kN/m²

4.4 온 도 하 중

1) 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

2) 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃

4.5 건 조 수 축

1) 선팽창계수(α) : 1.000×10^{-5}

2) 건조수축률(ε) : 15.00×10^{-5}

3) 15℃의 온도하중으로 변환하여 설계한다.

ΔT = -ε / α = -0.000150/0.000010 = -15℃

4.6 지 점 침 하

지점침하는 20㎜로 추정하여 설계한다.

(콘크리트교에서는 탄성설계력의 50%를 적용, 『도로교 설계기준』 2.1.15)

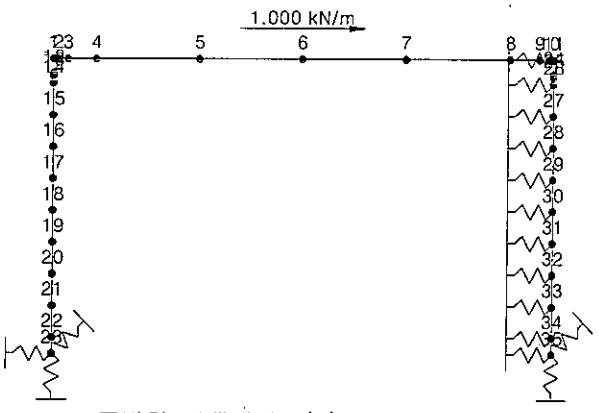
→ 지점침하는 10㎜로 탄성해석에 적용.

4.7 종방향 지진하중

1) 상부구조 자중 계산

① 슬래브	:	0.900 x 12.455 x 25.000	=	280.238 kN/m
② 헌치 1	:	(0.900 x 0.300)/2 x 12.455 x 25.000 / 15.900	=	2.644 kN/m
③ 헌치 2	:	(0.900 x 0.300)/2 x 12.455 x 25.000 / 15.900	=	2.644 kN/m
④ 기타하중	:	2.709 x 12.455	=	33.741 kN/m
합 계	:		=	319.267 kN/m

2) 단위하중재하 및 변위계산



→ 종방향 최대변위 V(x) = 0.000023900 m

3) α, β, ɣ 계수값 산정

W(x) = 319.267 kN/m

$\alpha = \int_0^L \cdot V_s(x) \cdot dy$ = 0.000023900 x 15.900 = 0.000380010 m²

$\beta = \int_0^L \cdot W(x) \cdot V_s(x) \cdot dy$ = 319.267 x 0.000023900 x 15.900 = 0.121324499 kN.m

$\gamma = \int_0^L \cdot W(x) \cdot V_s(x)^2 \cdot dy$ = 319.267 x 0.000023900² x 15.900 = 0.000002900 kN.m²

4) 교량의 주기 계산

$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{r}{P_o \cdot g \cdot \alpha}}$; Po : 가상 정적 단위하중 (1.000 kN/m)

= 2π x √(0.000002900 / (1.000 x 9.810 x 0.000380010))

= 0.175 (sec)

5) 탄성지진 응답계수 계산

$$Cs = \frac{1.2 \cdot (A) \cdot (S)}{T^{\frac{2}{3}}}$$; S : 토질 형상 특성에 대한 무차원 계수

= 1.2 x 0.154 x 1.200 / 0.175^⅔

= 0.708 (≤ 2.5 x A), ∴ Cs = 0.385 적용

6) 등가 정적 지진하중 계산

$$Pe = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} \cdot W(x) \cdot V_s(x)$$

= 0.121 x 0.385 / 0.000002900 x 319.267 x 0.000023900

= 122.918 kN/m

4.8 횡방향 지진하중 : 횡방향 강성이 매우 크므로 생략한다.

4.9 지진시 토압

1) 지진시 주동토압

① 지진시 주동토압계수(Mononobe-Okabe식 적용)

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

= 0.314

여기서, Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(= 35.00 도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(= 0 도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(= 0 도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(= 0 도)

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

θ = tan-1[Kh/(1-Kv)] = 4.403, Kv = 0.000

② 지진시 주동토압 : 시점측 벽체

P_{AE} = ½ x Kae x r x H² x B

= ½ x 0.314 x 20.000 x 9.052² x 12.455

= 3204.771 kN

③ 지진시 주동토압 : 종점측 벽체

P_{AE} = ½ x Kae x r x H² x B

= ½ x 0.314 x 20.000 x 9.047² x 12.455

= 3201.198 kN

2) 평상시 주동토압

① 평상시 주동토압계수(Coulomb식 적용)

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

= 0.271

② 시점측 벽체

P_A = ½ γ x r x H² x B

= ½ x 0.271 x 20.000 x 9.052² x 12.455

= 2765.901 kN

h = 1/3 x 9.05 = 3.017 m

③ 종점측 벽체

P_A = ½ γ x r x H² x B

= ½ x 0.271 x 20.000 x 9.047² x 12.455

= 2762.818 kN

h = 1/3 x 9.05 = 3.016 m

3) 지진시 주동토압의 작용점 산정

① 평상시 주동토압 : 시점측 벽체

ΔP_{AE} = 3204.771 - 2765.901 = 438.870 kN

h = 0.6 x 9.052 = 5.431 m

② 평상시 주동토압 : 종점측 벽체

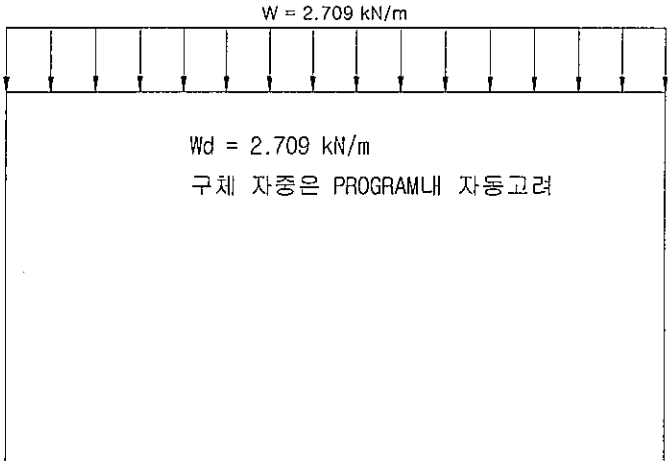
ΔP_{AE} = 3201.198 - 2762.818 = 438.381 kN

h = 0.6 x 9.047 = 5.428 m

5. 하 중 재 하

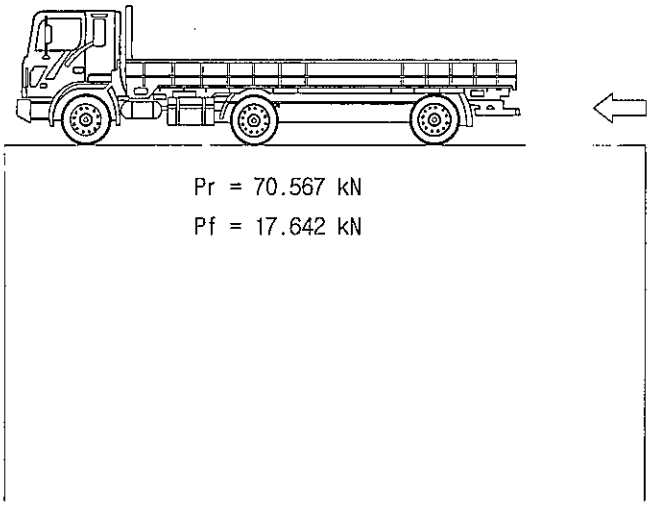
5.1 평 상 시

1) 고정하중

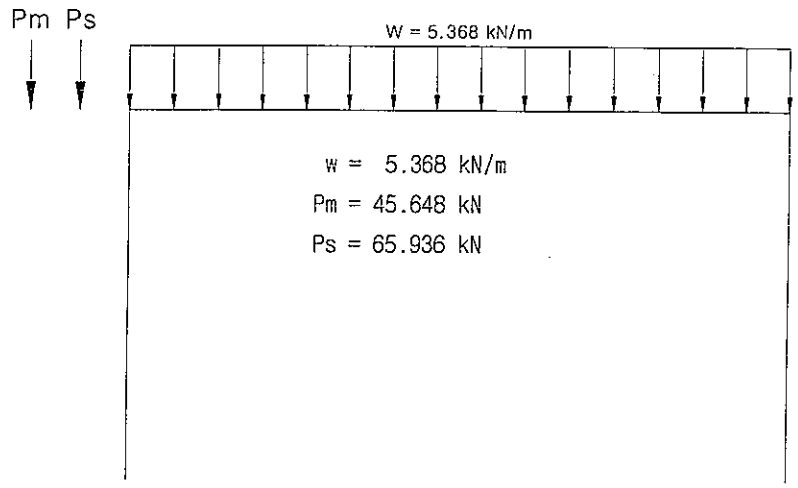


2) 활하중

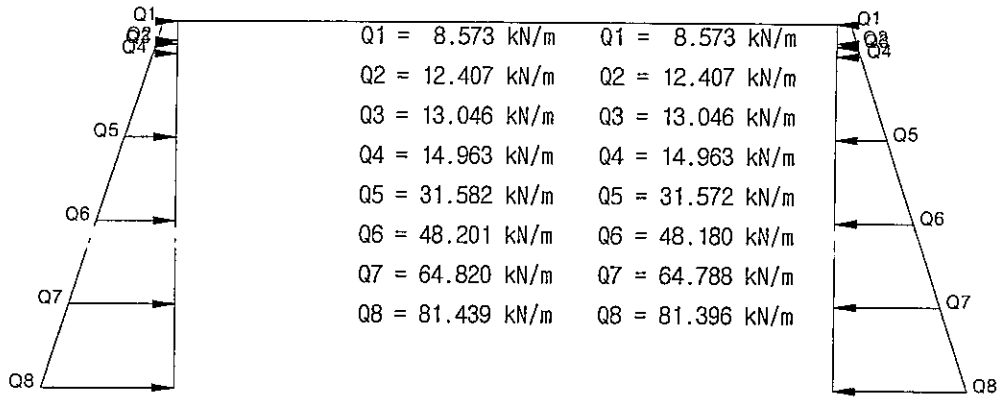
① DB-24



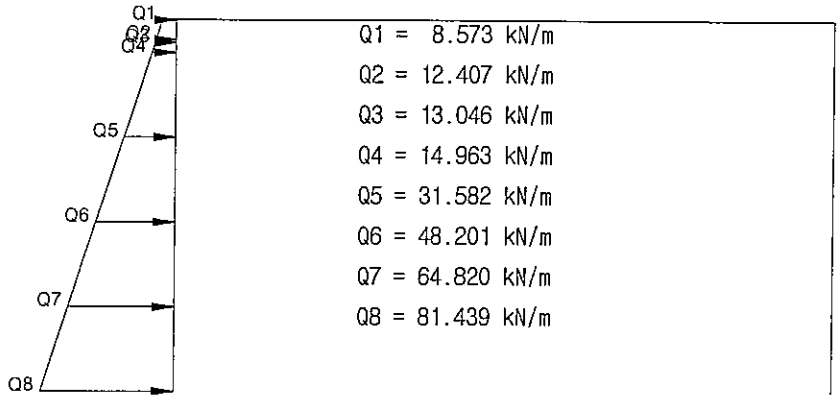
② DL-24



3) 양토압



4) 편토압



5) 온도하중 (+)

① 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 ㎜)

② 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃

6) 온도하중 (-)

① 콘크리트교의 온도변화 범위 : -10 ℃ (단면최소치수 : 900 ㎜)

② 바닥판 상하면 온도차 : -5 ℃

7) 건조수축

① 선팽창계수(α) : 1.000×10^{-5}

② 건조수축률(ε) : 15.00×10^{-5}

③ 15℃의 온도하중으로 변환하여 설계한다.

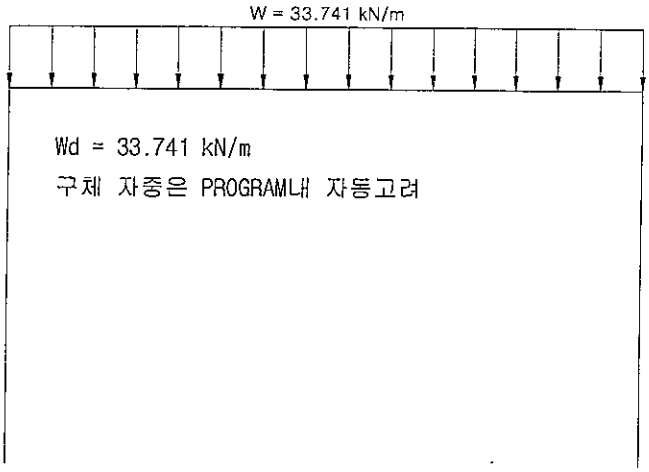
$\Delta T = -\alpha / \varepsilon = -0.000150/0.000010 = -15℃$

8) 지점침하

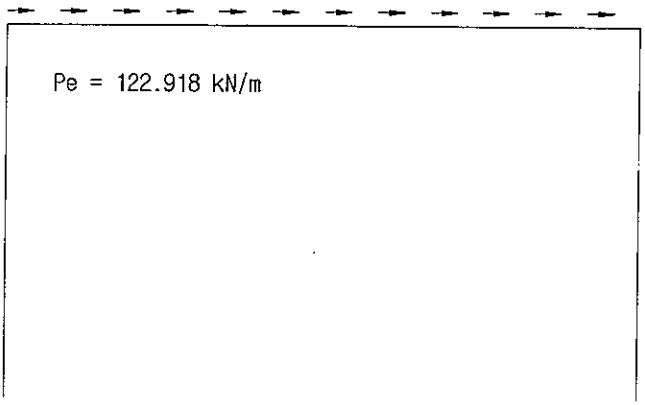


5.2 지 진 시

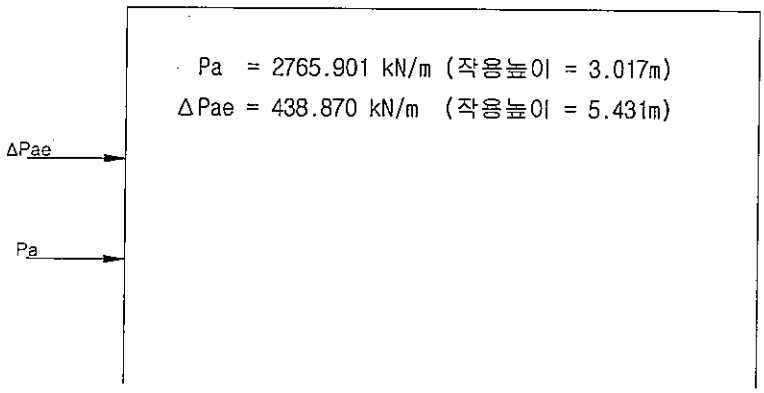
1) 고정하중



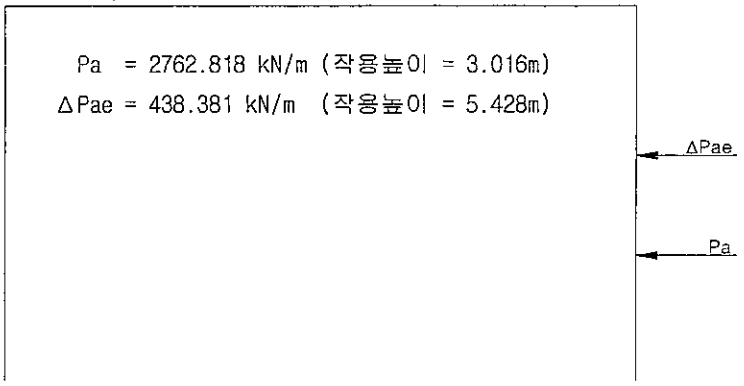
2) 종방향 지진하중



3) 지진시 토압 : 시점측벽체



4) 지진시 토압 : 종정측벽체



6. 하중조합

6.1 사용하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
SV01	1.00	1.00	1.00		1.00					
SV02	1.00	1.00		1.00	1.00					
SV03	1.00	1.00	1.00			1.00				
SV04	1.00	1.00		1.00		1.00				
SV05	1.00	1.00			1.00					
SV06	1.00	1.00				1.00				
SV07	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00
SV08	1.00	1.00	1.00		1.00			1.00	1.00	1.00
SV09	1.00	1.00		1.00	1.00		1.00		1.00	1.00
SV10	1.00	1.00		1.00	1.00			1.00	1.00	1.00
SV11	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00		1.00	1.00
SV12	1.00	1.00	1.00			1.00		1.00	1.00	1.00
SV13	1.00	1.00		1.00		1.00	1.00		1.00	1.00
SV14	1.00	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00	1.00
SV15	1.00	1.00			1.00		1.00		1.00	1.00
SV16	1.00	1.00			1.00			1.00	1.00	1.00
SV17	1.00	1.00				1.00	1.00		1.00	1.00
SV18	1.00	1.00				1.00		1.00	1.00	1.00
SV19	1.00	1.00	1.00		0.50					
SV20	1.00	1.00		1.00	0.50					
SV21	1.00	1.00	1.00			0.50				
SV22	1.00	1.00		1.00		0.50				
SV23	1.00	1.00			0.50					
SV24	1.00	1.00				0.50				
SV25	1.00	1.00	1.00		0.50		1.00		1.00	1.00
SV26	1.00	1.00	1.00		0.50			1.00	1.00	1.00
SV27	1.00	1.00		1.00	0.50		1.00		1.00	1.00
SV28	1.00	1.00		1.00	0.50			1.00	1.00	1.00
SV29	1.00	1.00	1.00			0.50	1.00		1.00	1.00
SV30	1.00	1.00	1.00			0.50		1.00	1.00	1.00
SV31	1.00	1.00		1.00		0.50	1.00		1.00	1.00
SV32	1.00	1.00		1.00		0.50		1.00	1.00	1.00
SV33	1.00	1.00			0.50		1.00		1.00	1.00
SV34	1.00	1.00			0.50			1.00	1.00	1.00
SV35	1.00	1.00				0.50	1.00		1.00	1.00
SV36	1.00	1.00				0.50		1.00	1.00	1.00

6.2 계수하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	안재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지정 침하
UL01	1.30	1.50	2.15		1.70					
UL02	1.30	1.50		2.15	1.70					
UL03	1.30	1.50	2.15			1.70				
UL04	1.30	1.50		2.15		1.70				
UL05	1.30	1.50			1.70					
UL06	1.30	1.50				1.70				
UL07	1.30	1.50	1.30		1.70		1.30		1.30	1.30
UL08	1.30	1.50	1.30		1.70			1.30	1.30	1.30
UL09	1.30	1.50		1.30	1.70		1.30		1.30	1.30
UL10	1.30	1.50		1.30	1.70			1.30	1.30	1.30
UL11	1.30	1.50	1.30			1.70	1.30		1.30	1.30
UL12	1.30	1.50	1.30			1.70		1.30	1.30	1.30
UL13	1.30	1.50		1.30		1.70	1.30		1.30	1.30
UL14	1.30	1.50		1.30		1.70		1.30	1.30	1.30
UL15	1.25	1.45			1.65		1.25		1.25	1.25
UL16	1.25	1.45			1.65			1.25	1.25	1.25
UL17	1.25	1.45				1.65	1.25		1.25	1.25
UL18	1.25	1.45				1.65		1.25	1.25	1.25
UL19	1.30	1.50	2.15		0.65					
UL20	1.30	1.50		2.15	0.65					
UL21	1.30	1.50	2.15			0.65				
UL22	1.30	1.50		2.15		0.65				
UL23	1.30	1.50			0.65					
UL24	1.30	1.50				0.65				
UL25	1.30	1.50	1.30		0.65		1.30		1.30	1.30
UL26	1.30	1.50	1.30		0.65			1.30	1.30	1.30
UL27	1.30	1.50		1.30	0.65		1.30		1.30	1.30
UL28	1.30	1.50		1.30	0.65			1.30	1.30	1.30
UL29	1.30	1.50	1.30			0.65	1.30		1.30	1.30
UL30	1.30	1.50	1.30			0.65		1.30	1.30	1.30
UL31	1.30	1.50		1.30		0.65	1.30		1.30	1.30
UL32	1.30	1.50		1.30		0.65		1.30	1.30	1.30
UL33	1.25	1.45			0.65		1.25		1.25	1.25
UL34	1.25	1.45			0.65			1.25	1.25	1.25
UL35	1.25	1.45				0.65	1.25		1.25	1.25
UL36	1.25	1.45				0.65		1.25	1.25	1.25

6.3 계수하중 조합(최대 편심)

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
UE01	1.00	1.00	2.15		1.70					
UE02	1.00	1.00		2.15	1.70					
UE03	1.00	1.00	2.15			1.70				
UE04	1.00	1.00		2.15		1.70				
UE05	1.00	1.00			1.70					
UE06	1.00	1.00				1.70				
UE07	1.00	1.00	1.30		1.70		1.30		1.30	1.30
UE08	1.00	1.00	1.30		1.70			1.30	1.30	1.30
UE09	1.00	1.00		1.30	1.70		1.30		1.30	1.30
UE10	1.00	1.00		1.30	1.70			1.30	1.30	1.30
UE11	1.00	1.00	1.30			1.70	1.30		1.30	1.30
UE12	1.00	1.00	1.30			1.70		1.30	1.30	1.30
UE13	1.00	1.00		1.30		1.70	1.30		1.30	1.30
UE14	1.00	1.00		1.30		1.70		1.30	1.30	1.30
UE15	0.95	0.95			1.65		1.25		1.25	1.25
UE16	0.95	0.95			1.65			1.25	1.25	1.25
UE17	0.95	0.95				1.65	1.25		1.25	1.25
UE18	0.95	0.95				1.65		1.25	1.25	1.25
UE19	1.00	1.00	2.15		0.65					
UE20	1.00	1.00		2.15	0.65					
UE21	1.00	1.00	2.15			0.65				
UE22	1.00	1.00		2.15		0.65				
UE23	1.00	1.00			0.65					
UE24	1.00	1.00				0.65				
UE25	1.00	1.00	1.30		0.65		1.30		1.30	1.30
UE26	1.00	1.00	1.30		0.65			1.30	1.30	1.30
UE27	1.00	1.00		1.30	0.65		1.30		1.30	1.30
UE28	1.00	1.00		1.30	0.65			1.30	1.30	1.30
UE29	1.00	1.00	1.30			0.65	1.30		1.30	1.30
UE30	1.00	1.00	1.30			0.65		1.30	1.30	1.30
UE31	1.00	1.00		1.30		0.65	1.30		1.30	1.30
UE32	1.00	1.00		1.30		0.65		1.30	1.30	1.30
UE33	0.95	0.95			0.65		1.25		1.25	1.25
UE34	0.95	0.95			0.65			1.25	1.25	1.25
UE35	0.95	0.95				0.65	1.25		1.25	1.25
UE36	0.95	0.95				0.65		1.25	1.25	1.25

6.4 지진하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	양토압	지진 하중
EQ01	1.00	1.00	1.00	1.00

7. 단면력 집계

7.1 평상시 단면력

구 분		휨모멘트(kN.m) / m		전단력(kN) / m
		계수하중	사용하중	계수하중
		2D FRAME	2D FRAME	2D FRAME
슬래브	좌측단부	-1338.715	-941.184	573.828
	중앙부(지간1)	877.522	630.377	0.000
	우측단부	-1338.835	-941.291	573.824
시점벽체	상단부	-1264.619	-906.707	353.326
	중앙(전면)	316.470	190.344	278.447
	중앙(배면)	-383.872	-295.286	278.447
	하단(전면)	992.678	639.859	489.115
	하단(배면)	-1149.515	-679.423	489.115
종점벽체	상단부	-1264.635	-906.768	353.326
	중앙(전면)	316.301	190.250	278.645
	중앙(배면)	-384.114	-295.472	278.645
	하단(전면)	992.907	640.223	488.623
	하단(배면)	-1148.968	-679.218	488.623

7.2 지진시 단면력

구 분		휨모멘트(kN.m) / m	전단력(kN) / m
슬래브	좌측단부	-675.892	226.291
	중앙부(지간1)	292.056	0.000
	우측단부	-680.015	226.694
시점벽체	상단부	-593.931	221.472
	중앙(전면)	83.341	100.605
	중앙(배면)	0.000	100.605
	하단(전면)	254.433	161.518
	하단(배면)	-239.424	161.518
종점벽체	상단부	-597.647	222.361
	중앙(전면)	77.676	101.977
	중앙(배면)	0.000	101.977
	하단(전면)	261.499	161.966
	하단(배면)	-247.105	161.966

7.3 시점측벽체 기초검토용 하중

구 분	수직력(kN)	모멘트(kN.m)	수평력(kN)	비 고
사용하중	563.947	-639.859	273.107	축력 최대 (SV11)
	563.944	679.423	269.015	부모멘트 최대 (SV12)
	563.947	-639.859	273.107	정모멘트 최대 (SV11)
계수하중	835.358	-992.678	465.281	축력 최대 (UL03)
	740.062	1149.515	483.794	부모멘트 최대 (UL12)
	835.358	-992.678	465.281	정모멘트 최대 (UL03)
지진시	441.653	320.183	161.518	지진시 (EQ01)

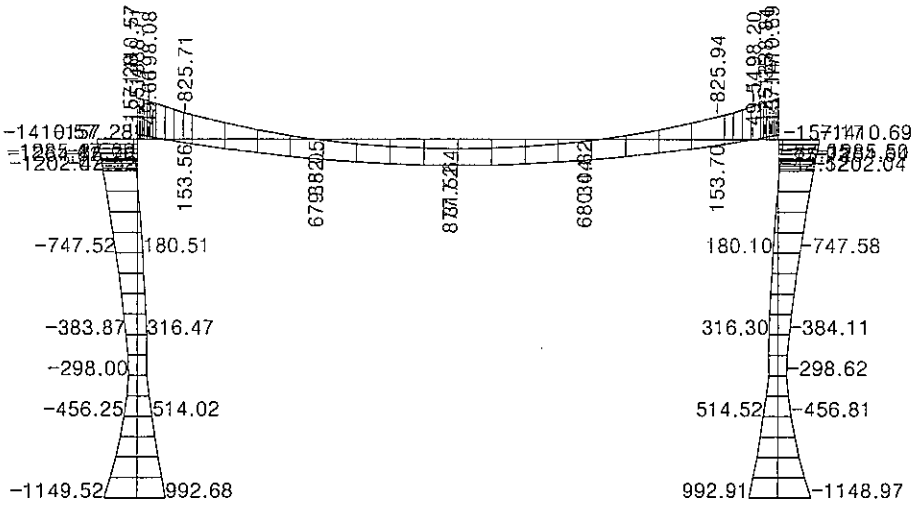
7.4 종점측벽체 기초검토용 하중

구 분	수직력(kN)	모멘트(kN.m)	수평력(kN)	비 고
사용하중	563.836	679.218	268.726	축력 최대 (SV12)
	563.836	679.218	268.726	부모멘트 최대 (SV12)
	563.833	-640.223	272.818	정모멘트 최대 (SV11)
계수하중	835.208	-992.907	464.789	축력 최대 (UL03)
	739.927	1148.968	483.303	부모멘트 최대 (UL12)
	835.208	-992.907	464.789	정모멘트 최대 (UL03)
지진시	441.943	328.088	161.966	지진시 (EQ01)

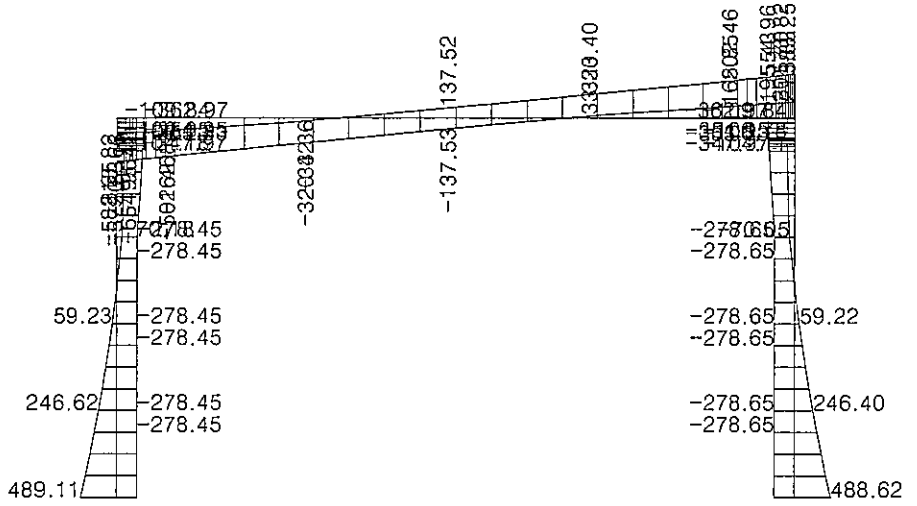
7.5 단면력도

1) 평상시 계수하중

① B.M.D

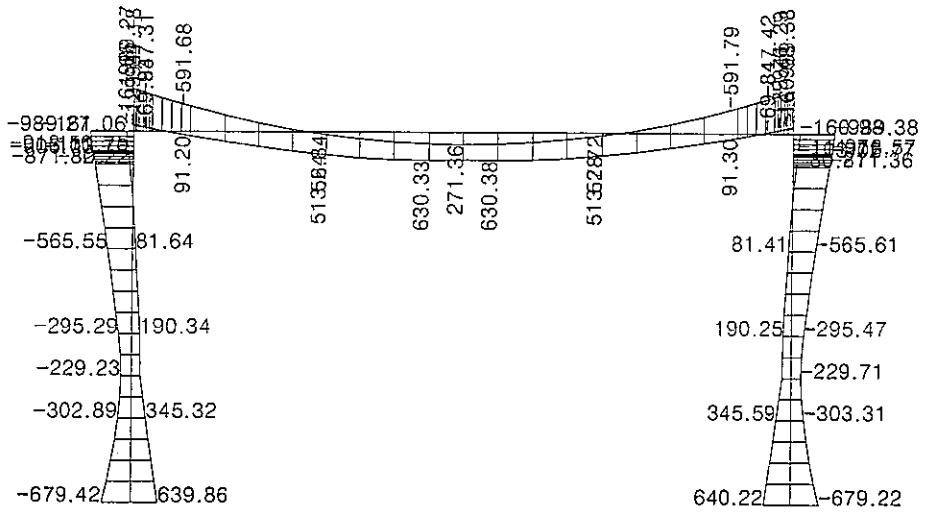


② S.F.D

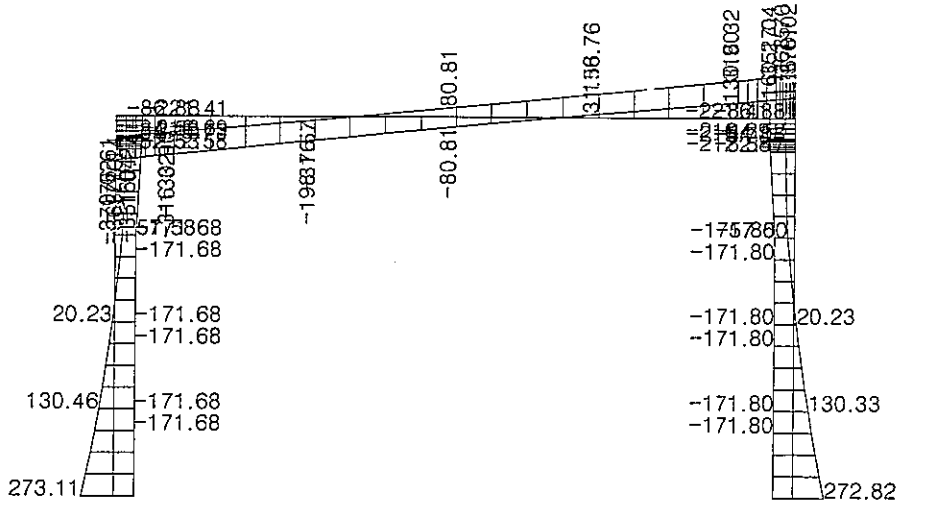


2) 평상시 사용하중

① B.M.D

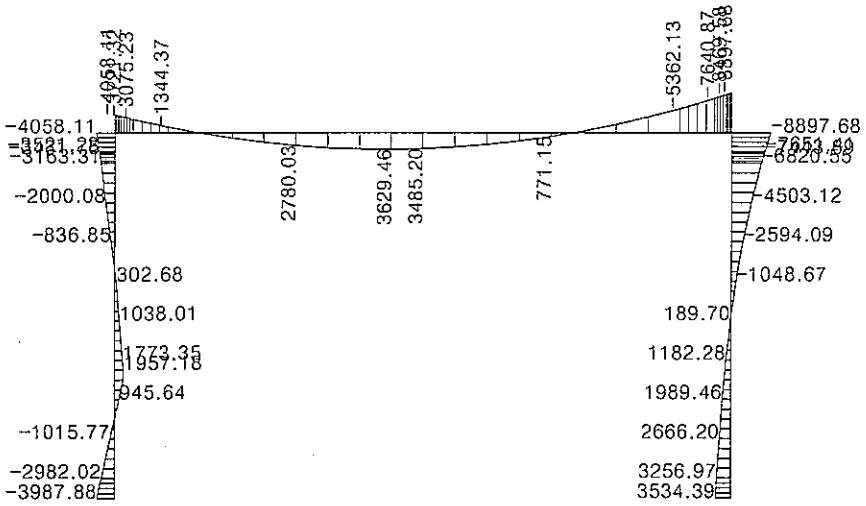


② S.F.D

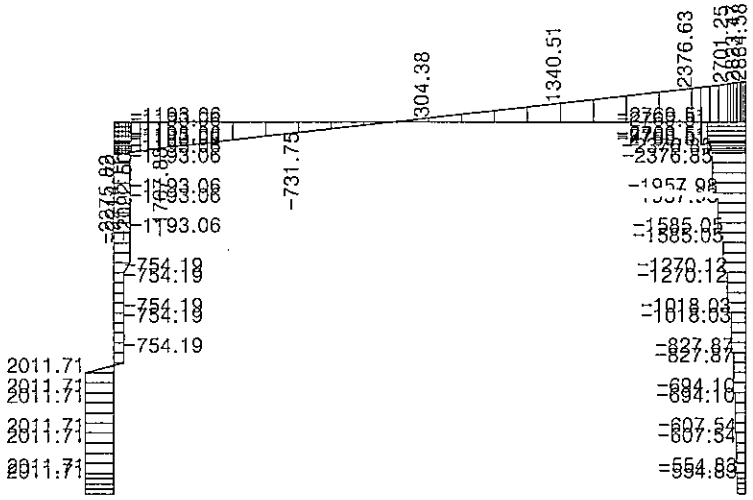


3) 지진시 : 시점부 벽체 토압

① B.M.D

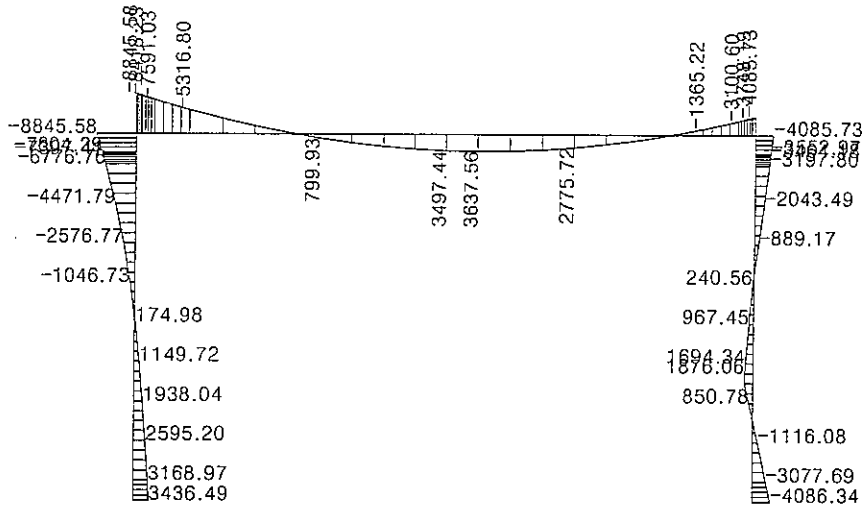


② S.F.D

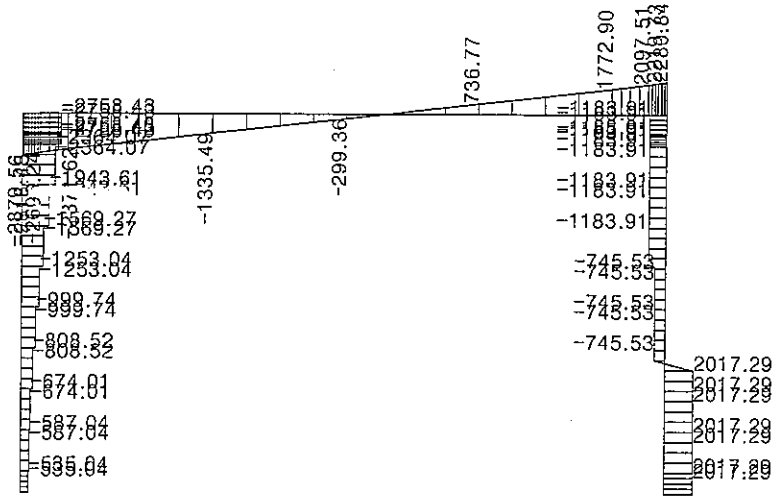


4) 지진시 : 중정벽체 토압

① B.M.D



② S.F.D



8. 단면검토

8.1 주철근 요약

구 분		b	d	Mu	ϕMn	필요철근량	사용철근량		안전률
		mm	mm	kN.m	kN.m	㎟	사용철근	㎟	
슬래브	좌측단부	1000.0	1120.0	1338.72	1878.75	3617.3	H29@125	5139.2	1.403
	중앙부(지간1)	1000.0	840.0	877.52	1109.02	3177.3	H25@125	4053.6	1.264
	우측단부	1000.0	1120.0	1338.84	1878.75	3617.7	H29@125	5139.2	1.403
시점벽체	상단부	1000.0	920.0	1264.62	1529.29	4210.9	H29@125	5139.2	1.209
	중앙(전면)	1000.0	820.0	316.47	623.44	1149.2	H19@125	2292.0	1.970
	중앙(배면)	1000.0	820.0	383.87	834.97	1397.6	H22@125	3096.8	2.175
	하단(전면)	1000.0	820.0	992.68	1081.46	3706.5	H25@125	4053.6	1.089
	하단(배면)	1000.0	820.0	1149.52	1354.55	4321.6	H29@125	5139.2	1.178
종점벽체	상단부	1000.0	920.0	1264.64	1529.29	4210.9	H29@125	5139.2	1.209
	중앙(전면)	1000.0	820.0	316.30	623.44	1148.5	H19@125	2292.0	1.971
	중앙(배면)	1000.0	820.0	384.11	834.97	1398.5	H22@125	3096.8	2.174
	하단(전면)	1000.0	820.0	992.91	1081.46	3707.4	H25@125	4053.6	1.089
	하단(배면)	1000.0	820.0	1148.97	1354.55	4319.4	H29@125	5139.2	1.179

8.2 전단철근 요약

구 분		ϕVc	Vu	ϕVn	다리수	필요 철근량	사용철근량			비 고
		kN	kN	kN	개	㎟	직경	간격	㎟	
슬래브	좌측단부	568.11	573.83	915.53	2.00	6.5	H16	300	397.2	O.K
	중앙부(지간1)	581.97	0.00	759.92	2.00	-	H16	600	397.2	O.K
	우측단부	568.11	573.82	915.53	2.00	6.5	H16	300	397.2	O.K
시점벽체	상단부	568.11	353.33	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부	568.11	278.45	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	하단부	568.11	489.12	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
종점벽체	상단부	568.11	353.33	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부	568.11	278.65	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	하단부	568.11	488.62	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K

8.3 단면 검토

1) 슬래브 : 좌측단부

* 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	1200.0	1120.0	80.0	1338.7	573.8

* 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 (1120.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02888

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3617.348 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.421]

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 = 0.00459

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 (1120.00 - a/2) = 1878.751 kN.m

≥ Mu (= 1338.715 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.403]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

< Vu (= 573.828 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (573.828-568.113) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 6.534 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 434.272 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 x 1000 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 410.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (710.141 + 434.272) = 915.530 kN ≥ 573.828 kN ∴ O.K

2) 슬래브 : 중앙부(지간1)

* 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	900.0	840.0	60.0	877.5	0.0

* 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 (840.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02732

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3177.289 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.276]

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 = 0.00483

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 (840.00 - a/2) = 1109.022 kN.m

≥ Mu (= 877.522 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.264]

3) 슬래브 : 우측단부

* 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	1200.0	1120.0	80.0	1338.8	573.8

* 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 (1120.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02888

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3617.682 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.421]

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 = 0.00459

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 (1120.00 - a/2) = 1878.751 kN.m

≥ Mu (= 1338.835 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.403]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

< Vu (= 573.824 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (573.824-568.113) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 6.529 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 434.272 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 x 1000 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 410.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (710.141 + 434.272) = 915.530 kN ≥ 573.824 kN ∴ O.K

4) 벽체 : 시점벽체 상단부

* 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	1000.0	920.0	80.0	1264.6	353.3

* 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 (920.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02319

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4210.858 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.220]

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 = 0.00559

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 (920.00 - a/2) = 1529.286 kN.m

≥ Mu (= 1264.619 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.209]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 353.326 kN) , 전단보강 불필요.

5) 벽체 : 시점벽체 중앙(전면)

* 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	900.0	820.0	80.0	316.5	278.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04934

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1149.150 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.995]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00280

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) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 623.444 kN.m

≥ Mu (= 316.470 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.970]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 278.447 kN) , 전단보강 불필요.

6) 벽체 : 시점벽체 중앙(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	383.9	278.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 63.500) / 63.500 = 0.03574

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1397.632 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.216]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (820.00 - a/2) = 834.973 kN.m

≥ Mu (= 383.872 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.175]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 278.447 kN) , 전단보강 불필요.

7) 벽체 : 시점벽체 하단(전면)

* 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	900.0	820.0	80.0	992.7	489.1

* 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 (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3706.542 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.094]

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 = 0.00494

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 (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 992.678 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.089]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 489.115 kN) , 전단보강 불필요.

8) 벽체 : 시점벽체 하단(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	1149.5	489.1

* 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 (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4321.560 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.189]

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 = 0.00627

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 (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 1149.515 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.178]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 489.115 kN) , 전단보강 불필요.

9) 벽체 : 종점벽체 상단부

* 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	1000.0	920.0	80.0	1264.6	353.3

* 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 (920.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02319

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4210.913 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.220]

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 = 0.00559

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 (920.00 - a/2) = 1529.286 kN.m

≥ Mu (= 1264.635 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.209]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 353.326 kN) , 전단보강 불필요.

10) 벽체 : 종점벽체 중앙(전면)

* 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	900.0	820.0	80.0	316.3	278.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04934

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1148.527 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.996]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00280

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) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 623.444 kN.m

≥ Mu (= 316.301 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.971]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 278.645 kN) , 전단보강 불필요.

11) 벽체 : 종점벽체 중앙(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	384.1	278.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 63.500) / 63.500 = 0.03574

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1398.525 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.214]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (820.00 - a/2) = 834.973 kN.m

≥ Mu (= 384.114 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.174]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 278.645 kN) , 전단보강 불필요.

12) 벽체 : 종점벽체 하단(전면)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 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	900.0	820.0	80.0	992.9	488.6

* 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 (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3707.437 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.093]

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 = 0.00494

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 (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 992.907 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.089]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 488.623 kN) , 전단보강 불필요.

13) 벽체 : 종점벽체 하단(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	1149.0	488.6

* 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 (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4319.400 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.190]

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 = 0.00627

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 (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 1148.968 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.179]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 488.623 kN) , 전단보강 불필요.

9. 사용성 검토

9.1 사용철근 요약

구 분		b	d	Ms	fs	철근간격	최대간격	비 고
		mm	mm	kN.m	MPa	mm	mm	
슬래브	좌측단부	1000.0	1120.0	941.184	176.670	281.996	125.000	O.K
	중앙부(지간1)	1000.0	840.0	630.377	200.382	274.248	125.000	O.K
	우측단부	1000.0	1120.0	941.291	176.690	281.945	125.000	O.K
시점벽체	상단부	1000.0	920.0	906.707	208.694	213.596	125.000	O.K
	중앙(전면)	1000.0	820.0	190.344	107.711	554.871	125.000	O.K
	중앙(배면)	1000.0	820.0	295.286	124.813	458.446	125.000	O.K
	하단(전면)	1000.0	820.0	639.859	208.539	208.878	125.000	O.K
	하단(배면)	1000.0	820.0	679.423	176.238	283.088	125.000	O.K
종점벽체	상단부	1000.0	920.0	906.768	208.708	213.571	125.000	O.K
	중앙(전면)	1000.0	820.0	190.250	107.658	555.231	125.000	O.K
	중앙(배면)	1000.0	820.0	295.472	124.891	458.049	125.000	O.K
	하단(전면)	1000.0	820.0	640.223	208.657	208.663	125.000	O.K
	하단(배면)	1000.0	820.0	679.218	176.185	283.223	125.000	O.K

9.2 균열 검토

1) 슬래브 : 좌측단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 941.184 x 1000000 / [5139.200 x (1120.000 - 250.167/3)]
= 176.670 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5139.200)]
= 250.167 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.67) - 2.5 x 65.50 = 282.00 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.67) = 356.60 mm
Sa는 작은 값인 282.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.00 mm) ∴ O.K

2) 슬래브 : 중앙부(지간1)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 630.377 x 1000000 / [4053.600 x (840.000 - 191.796/3)]
= 200.382 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x840.0/(7x4053.600)]
= 191.796 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 60.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 25/2 = 47.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 200.38) - 2.5 x 47.50 = 274.25 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 200.38) = 314.40 mm
Sa는 작은 값인 274.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 274.25 mm) ∴ O.K

3) 슬래브 : 우측단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 941.291 x 1000000 / [5139.200 x (1120.000 - 250.167/3)]
= 176.690 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5139.200)]
= 250.167 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.69) - 2.5 x 65.50 = 281.95 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.69) = 356.56 mm
Sa는 작은 값인 281.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 281.95 mm) ∴ O.K

4) 벽체 : 시점벽체 상단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 906.707 x 1000000 / [5139.200 x (920.000 - 223.808/3)]
= 208.694 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5139.200)]
= 223.808 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.69) - 2.5 x 65.50 = 213.60 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 208.69) = 301.88 mm
Sa는 작은 값인 213.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 213.60 mm) ∴ O.K

5) 벽체 : 시점벽체 중앙(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 190.344 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 107.711 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 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 / 107.71) - 2.5 x 70.50 = 554.87 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 107.71) = 584.90 mm
Sa는 작은 값인 554.87 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 554.87 mm) ∴ O.K

6) 벽체 : 시점벽체 중앙(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 295.286 x 1000000 / [3096.800 x (820.000 - 168.115/3)]
= 124.813 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3096.800)]
= 168.115 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 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 / 124.81) - 2.5 x 69.00 = 458.45 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 124.81) = 504.76 mm
Sa는 작은 값인 458.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 458.45 mm) ∴ O.K

7) 벽체 : 시점벽체 하단(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 639.859 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 208.539 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.54) - 2.5 x 67.50 = 208.88 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 208.54) = 302.10 mm
Sa는 작은 값인 208.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 208.88 mm) ∴ O.K

8) 벽체 : 시점벽체 하단(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 679.423 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 176.238 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.24) - 2.5 x 65.50 = 283.09 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.24) = 357.47 mm
Sa는 작은 값인 283.09 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.09 mm) ∴ O.K

9) 벽체 : 종점벽체 상단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 906.768 x 1000000 / [5139.200 x (920.000 - 223.808/3)]
= 208.708 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5139.200)]
= 223.808 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.71) - 2.5 x 65.50 = 213.57 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 208.71) = 301.86 mm
Sa는 작은 값인 213.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 213.57 mm) ∴ O.K

10) 벽체 : 종점벽체 중앙(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 190.250 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 107.658 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 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 / 107.66) - 2.5 x 70.50 = 555.23 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 107.66) = 585.19 mm
Sa는 작은 값인 555.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 555.23 mm) ∴ O.K

11) 벽체 : 종점벽체 중앙(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 295.472 x 1000000 / [3096.800 x (820.000 - 168.115/3)]
= 124.891 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3096.800)]
= 168.115 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 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 / 124.89) - 2.5 x 69.00 = 458.05 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 124.89) = 504.44 mm
Sa는 작은 값인 458.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 458.05 mm) ∴ O.K

12) 벽체 : 종점벽체 하단(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 640.223 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 208.657 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.66) - 2.5 x 67.50 = 208.66 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 208.66) = 301.93 mm
Sa는 작은 값인 208.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 208.66 mm) ∴ O.K

13) 벽체 : 종점벽체 하단(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 679.218 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 176.185 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.19) - 2.5 x 65.50 = 283.22 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.19) = 357.58 mm

Sa는 작은 값인 283.22 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.22 mm) ∴ O.K

10. 처짐 및 피로 검토

10.1 처짐 검토

- 깊이가 일정한 부재의 최소두께

상부구조의 형식	최소두께(m)	
	단순경간	연속경간
주철근이 차량 진행방향에 나란하거나 직각인 교량 슬래브	1.2(S+3)/30	(S+3)/30

* 변단면 부재가 사용되는 경우, 위의 값은 점모멘트 단면과 부모멘트단면에서의 상대강성의 변화를 고려하기 위해 수정될 수 있다.
* S는 경간 길이를 나타낸다(m).

상부구조물의 최소 두께 : tmin = 1.2 x (S + 3.000)/30

= 1.2 x (15.900 + 3.000)/30

= 0.756 m < tuse = 0.900 m

∴ 처짐 검토 불필요. [도설기 4.4.9.5 P.300 - 2005]

10.2 피로 검토

- 충격을 포함한 사용활하중에 의한 철근의 응력 범위 및 프리스트레싱 긴장재의 인장응력 변동 범위가 표 4.4.5의 응력 이내에 들면 피로에 대하여 검토할 필요가 없다.

- 피로를 고려하지 않아도 되는 철근의 응력범위

철근의 종류	철근의 인장 및 압축응력 범위 (MPa)
SD 300	130
SD 350	140
SD 400	150

1) 상부 슬래브 1지간부

$M_{L\max}$ = 213.529 kN.m (활하중과 충격에 의해 야기되는 최대 모멘트)

$M_{L\min}$ = 0 kN.m (활하중과 충격에 의해 야기되는 최소 모멘트)

사용철근 : As = H25 @ 125

= 4053.6 ㎟

$M_L = M_{L\max} - M_{L\min} = 213.529 - 0 = 213.529$ kN.m

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2000000}{278040} = 7$$

$$p = \frac{As}{b \times d} = \frac{4053.6}{1000 \times 840} = 0.0048257$$

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

$$= -7 \times 0.0048257 + \sqrt{((7 \times 0.0048257)^2 + 2 \times 7 \times 0.0048257)}$$

$$= 0.228$$

$$j = 1 - k/3 = 0.924$$

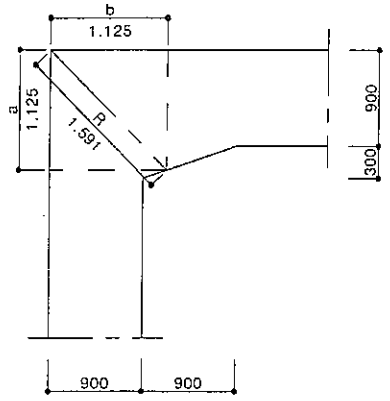
$$\Delta f = \frac{M_L}{As \times j \times d} = \frac{213.529 \times 10^6}{4053.6 \times 0.924 \times 840} = 67.876 \text{ MPa}$$

f_f = 150 MPa > Δf = 67.876 MPa ∴ O.K

11. 우각부 및 배력철근 검토

11.1 우각부 검토

1) 시점측 우각부



슬래브 두께 = 0.900 m
벽체 두께 = 0.900 m
헌치 높이 = 0.300 m
헌치 폭 = 0.900 m

a = 0.900 + tan(18.435) x ΔL
b = 0.900 + 0.900 - ΔL
a = b , ΔL = (0.900+0.900-0.900)/(tan(18.435)+1)
ΔL = 0.675 m
a = 0.900 + tan(18.435) x 0.675 = 1.125 m
b = 0.900 + 0.900 - 0.675 = 1.125 m
R = $\sqrt{(a^2 + b^2)}$
= $\sqrt{(1.125^2 + 1.125^2)}$ = 1.591 m

Mu = 1338.715 kN.m (계수하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
Mo = 941.184 kN.m (사용하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
W = 1.000 m (절점부의 구조물 폭)

$f_{t,max} = 5\frac{M_0}{R^2 \cdot w}$

= (5 x 941183802.0) / (1591.0² x 1000.0)
= 1.859 MPa

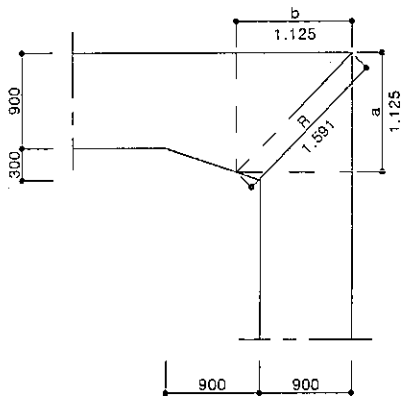
fta = 0.13√Fck = 0.675 MPa < ftmax ∴ 우각부 보강철근 필요

필요철근량 = $\frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}}$
= (2 x 941183802.0) / (1591.0 x 180)
= 6573.012 ㎟

사용철근량 = 7153.600 ㎟
- 우각부 1단 : H19 @ 125 mm = 2292.000 ㎟
- 우각부 2단 : H19 @ 125 mm = 2292.000 ㎟
- 주철근 1단 : H29 @ 250 mm = 2569.600 ㎟

사용철근량 : 7153.600 ㎟ > 필요철근량 : 6573.012 ㎟ ∴ O.K

2) 중점측 우각부



슬래브 두께 = 0.900 m
벽체 두께 = 0.900 m
헌치 높이 = 0.300 m
헌치 폭 = 0.900 m

a = 0.900 + tan(18.435) x ΔL
b = 0.900 + 0.900 - ΔL
a = b , ΔL = (0.900+0.900-0.900)/(tan(18.435)+1)
ΔL = 0.675 m
a = 0.900 + tan(18.435) x 0.675 = 1.125 m
b = 0.900 + 0.900 - 0.675 = 1.125 m
R = $\sqrt{(a^2 + b^2)}$
= $\sqrt{(1.125^2 + 1.125^2)}$ = 1.591 m

Mu = 1338.835 kN.m (계수하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
Mo = 941.291 kN.m (사용하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
W = 1.000 m (절점부의 구조물 폭)

$f_{t,\max} = 5\frac{M_0}{R^2 \cdot w}$

= (5 x 941290809.0) / (1591.0² x 1000.0)
= 1.859 MPa

fta = 0.13√Fck = 0.675 MPa < ftmax ∴ 우각부 보강철근 필요

필요철근량 = $\frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}}$
= (2 x 941290809.0) / (1591.0 x 180)
= 6573.759 ㎟

사용철근량 = 7153.600 ㎟
- 우각부 1단 : H19 @ 125 mm = 2292.000 ㎟
- 우각부 2단 : H19 @ 125 mm = 2292.000 ㎟
- 주철근 1단 : H29 @ 250 mm = 2569.600 ㎟

사용철근량 : 7153.600 ㎟ > 필요철근량 : 6573.759 ㎟ ∴ O.K

11.2 배력철근 검토

1) 검토 결과 요약

① 슬래브

단위 : ㎟

구 분	주철근비		단면적비		300㎟이상		비 고
	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
좌측단부	498.9	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
중앙부(지간1)	438.2	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
우측단부	499.0	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K

② 벽체

단위 : ㎟

구 분		0.0015hb		300㎟이상		비 고
		필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
시점벽체	상단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부	1350.0	1986.0	300.0	1324.0	O.K
	하단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
종점벽체	상단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부	1350.0	1986.0	300.0	1324.0	O.K
	하단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K

2) 배력철근 검토

① 슬래브

㉮ 좌측단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.900) = 13.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3617.3 ㎟

필요 철근량 : 3617.3 x 0.138 = 498.9 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 중앙부(지간1)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.900) = 13.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3177.3 ㎟

필요 철근량 : 3177.3 x 0.138 = 438.2 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉡ 우측단부

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  ∑ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

  55/√(15.900) = 13.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

  소요주철근 : 3617.7 ㎟

  필요 철근량 : 3617.7 x 0.138 = 499.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

  단면적대비 0.0020 이상

  필요철근량 : 0.0020 x B x T

  = 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

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

  1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

② 벽체

㉮ 시점벽체 상단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 시점벽체 중앙(전면)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

㉰ 시점벽체 하단(배면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  ∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉱ 종점벽체 상단부

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  ∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉮ 종점벽체 중앙(전면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  ∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 종점벽체 하단(배면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  ∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

③ 접속 슬래브

㉮ 시점측 접속슬래브

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

$\sum$ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(6.300) = 21.91% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3193.6 ㎟

필요 철근량 : 3193.6 x 0.219 = 699.8 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

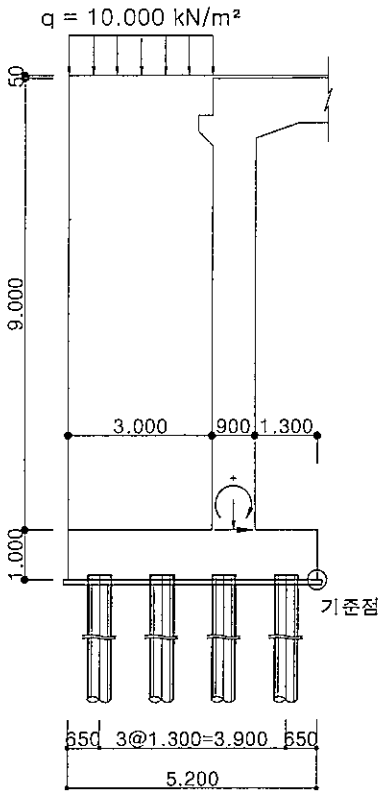
= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

12. 기초안정 검토

12.1 시점측 기초



기초자중	=	5.200	x	1.000	x	25.000
	=	130.000		kN/m		
배면토사	=	3.000	x	9.000	x	20.000
	=	539.982		kN/m		
포 장	=	3.000	x	0.050	x	22.500
	=	3.375		kN/m		
노면활하중	=	3.000	x	10.000		
	=	30.000		kN/m		

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	563.947	563.944	563.947	441.653	
수평력(H)	273.107	269.015	273.107	161.518	
모멘트(M)	-639.859	679.423	-639.859	320.183	
Combo	SV11	SV12	SV11	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	30.000		3.700		111.000		
기 초 자 중	130.000		2.600		338.000		
포 장	3.375		3.700		12.488		
배 면 토 사	539.982		3.700		1997.933		
소 계	703.357				2459.421		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	130.000	0.077	10.010	2.600	0.500	338.000	5.005	
포 장	3.375			3.700		12.488		
배 면 토 사	539.982			3.700		1997.933		
소 계	673.357		10.010			2348.421	5.005	

3) 기초 안정검토

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

4) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	563.947		1.750		986.908		
	수평력		273.107		1.000		273.107	
	모멘트					639.859		
기 타 하 중		703.357				2459.421		
총 계		1267.304	273.107			4086.188	273.107	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3813.081 / 1267.304)

= -0.409 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1267.304 x 12.455 = 15784.277 kN

수평력 = 273.107 x 12.455 = 3401.551 kN

모멘트 = 15784.277 x -0.409 = -6452.803 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	563.944		1.750		986.902		
	수평력		269.015		1.000		269.015	
	모멘트						679.423	
기 타 하 중		703.357				2459.421		
총 계		1267.301	269.015			3446.323	948.438	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2497.886 / 1267.301)

= 0.629 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1267.301 x 12.455 = 15784.237 kN

수평력 = 269.015 x 12.455 = 3350.579 kN

모멘트 = 15784.237 x 0.629 = 9927.851 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	563.947		1.750		986.908		
	수평력		273.107		1.000		273.107	
	모멘트					639.859		
기 타 하 중		703.357				2459.421		
총 계		1267.304	273.107			4086.188	273.107	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3813.081 / 1267.304)

= -0.409 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1267.304 x 12.455 = 15784.277 kN

수평력 = 273.107 x 12.455 = 3401.551 kN

모멘트 = 15784.277 x -0.409 = -6452.803 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	441.653		1.750		772.892		
	수평력		161.518		0.500		80.759	
	모멘트						320.183	
기 타 하 중		673.357	10.010			2348.421	5.005	
총 계		1115.010	171.528			3121.313	405.947	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2715.366 / 1115.010)

= 0.165 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1115.01 x 12.455 = 13887.447 kN

수평력 = 171.528 x 12.455 = 2136.387 kN

모멘트 = 13887.447 x 0.165 = 2287.476 kN.m

5) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	
2 열	1.950	7.000	13.650	
3 열	3.250	7.000	22.750	
4 열	4.550	7.000	31.850	
계		28.000	72.800	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	15784.277	15784.237	15784.277	13887.447	
수평력(H)	3401.551	3350.579	3401.551	2136.387	
모멘트(M)	-6452.803	9927.851	-6452.803	2287.476	

주) 기초 중앙과 말뚝 도심이 일치하므로 기초중앙 작용력을 사용

6) 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)

= 160701.919 x 28 / (12.455 x 5.200) = 69475.554 kN/m³

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

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 160701.919 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 12.455 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 28 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

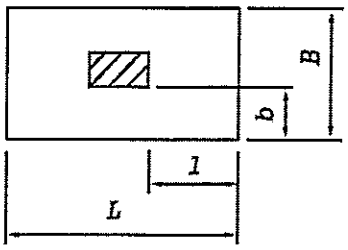
β = ⁴√[(3 x 69475.554) / (27804000.000 x 1.000³)] = 0.294 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000,2.600) = 2.600

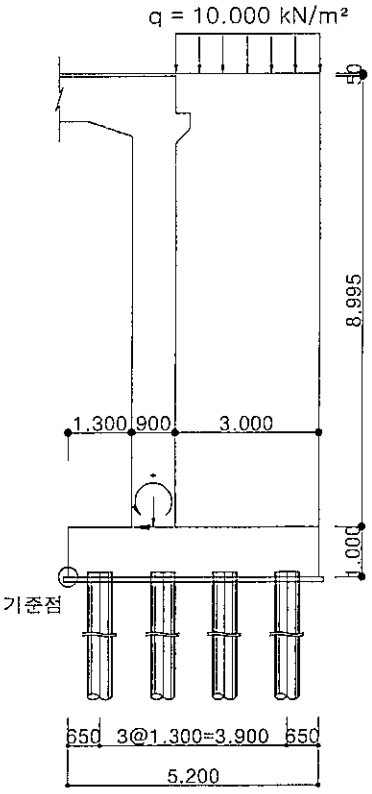
다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 6.228

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.600



β λ = 0.294 x 2.600 = 0.765 ≤ 1.0, ∴ O.K

12.2 종점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.000 x 25.000
= 130.000 kN/m

배면토사 = 3.000 x 9.000 x 20.000
= 539.998 kN/m

포 장 = 3.000 x 0.050 x 22.500
= 3.375 kN/m

노면활하중 = 3.000 x 10.000
= 30.000 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	563.836	563.836	563.833	441.943	
수평력(H)	268.726	268.726	272.818	161.966	
모멘트(M)	679.218	679.218	-640.223	328.088	
Combo	SV12	SV12	SV11	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	30.000		3.700		111.000		
기 초 자 중	130.000		2.600		338.000		
포 장	3.375		3.700		12.488		
배 면 토 사	539.998		3.700		1997.994		
소 계	703.373				2459.481		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	130.000	0.077	10.010	2.600	0.500	338.000	5.005	
포 장	3.375			3.700		12.488		
배 면 토 사	539.998			3.700		1997.994		
소 계	673.373		10.010			2348.481	5.005	

3) 기초 안정검토

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

4) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	563.836		1.750		986.714		
	수평력		268.726		1.000		268.726	
	모멘트						679.218	
기 타 하 중		703.373				2459.481		
총 계		1267.210	268.726			3446.195	947.944	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2498.251 / 1267.210)

= 0.629 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1267.21 x 12.455 = 15783.098 kN

수평력 = 268.726 x 12.455 = 3346.978 kN

모멘트 = 15783.098 x 0.629 = 9920.332 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	563.836		1.750		986.714		
	수평력		268.726		1.000		268.726	
	모멘트						679.218	
기 타 하 중		703.373				2459.481		
총 계		1267.210	268.726			3446.195	947.944	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2498.251 / 1267.210)

= 0.629 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1267.21 x 12.455 = 15783.098 kN

수평력 = 268.726 x 12.455 = 3346.978 kN

모멘트 = 15783.098 x 0.629 = 9920.332 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	563.833		1.750		986.708		
	수평력		272.818		1.000		272.818	
	모멘트					640.223		
기 타 하 중		703.373				2459.481		
총 계		1267.207	272.818			4086.413	272.818	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3813.594 / 1267.207)

= -0.409 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1267.207 x 12.455 = 15783.057 kN

수평력 = 272.818 x 12.455 = 3397.950 kN

모멘트 = 15783.057 x -0.409 = -6462.369 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x앙토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	441.943		1.750		773.400		
	수평력		161.966		0.500		80.983	
	모멘트						328.088	
기 타 하 중		673.373	10.010			2348.401	5.005	
총 계		1115.316	171.976			3121.881	414.076	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2707.805 / 1115.316)

= 0.172 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1115.316 x 12.455 = 13891.262 kN

수평력 = 171.976 x 12.455 = 2141.964 kN

모멘트 = 13891.262 x 0.172 = 2391.571 kN.m

5) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	
2 열	1.950	7.000	13.650	
3 열	3.250	7.000	22.750	
4 열	4.550	7.000	31.850	
계		28.000	72.800	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	15783.098	15783.098	15783.057	13891.262	
수평력(H)	3346.978	3346.978	3397.950	2141.964	
모멘트(M)	9920.332	9920.332	-6462.369	2391.571	

주) 기초 중앙과 말뚝 도심이 일치하므로 기초중앙 작용력을 사용

6) 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)

= 174807.946 x 28 / (12.455 x 5.200) = 75573.951 kN/m³

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

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 174807.946 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 12.455 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 28 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

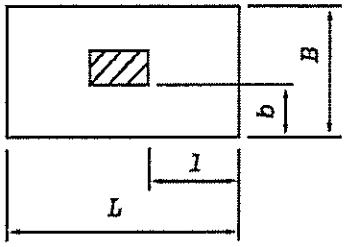
β = ⁴ √[(3 x 75573.951) / (27804000.000 x 1.000³)] = 0.301 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000,2.600) = 2.600

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 6.228

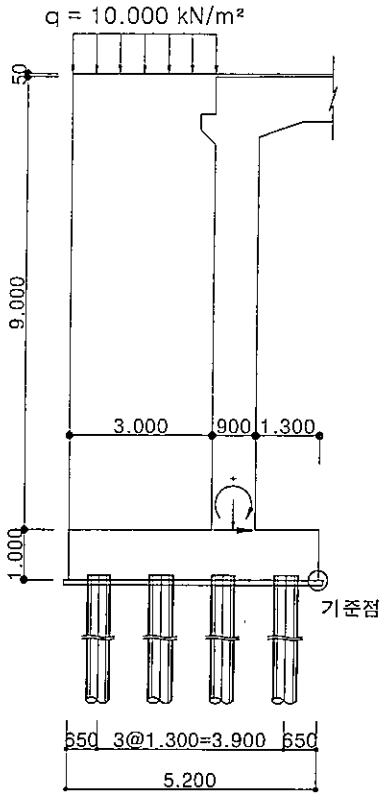
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.600



β λ = 0.301 x 2.600 = 0.781 ≤ 1.0, ∴ O.K

13. 기 초 설 계

13.1 시점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.000 x 25.000 x 1.30
= 169.000 kN/m

배면토사 = 3.000 x 9.000 x 20.000 x 1.50
= 809.973 kN/m

포 장 = 3.000 x 0.050 x 22.500 x 1.50
= 5.063 kN/m

노면활하중 = 3.000 x 10.000 x 2.15
= 64.500 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	835.358	740.062	835.358	441.653	
수평력(H)	465.281	483.794	465.281	161.518	
모멘트(M)	-992.678	1149.515	-992.678	320.183	
Combo	UL03	UL12	UL03	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	64.500		3.700		238.650		
기 초 자 중	169.000		2.600		439.400		
포 장	5.063		3.700		18.731		
배 면 토 사	809.973		3.700		2996.900		
소 계	1048.536				3693.681		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	130.000	0.077	10.010	2.600	0.500	338.000	5.005	
포 장	3.375			3.700		12.488		
배 면 토 사	539.982			3.700		1997.933		
소 계	673.357		10.010			2348.421	5.005	

3) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	835.358		1.750		1461.876		
	수평력		465.281		1.000		465.281	
	모멘트					992.678		
기 타 하 중		1048.536				3693.681		
총 계		1883.894	465.281			6148.235	465.281	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5682.955 / 1883.894)

= -0.417 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1883.894 x 12.455 = 23463.894 kN

수평력 = 465.281 x 12.455 = 5795.072 kN

모멘트 = 23463.894 x -0.417 = -9775.077 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	740.062		1.750		1295.109		
	수평력		483.794		1.000		483.794	
	모멘트						1149.515	
기 타 하 중		1023.036				3599.331		
총 계		1763.098	483.794			4894.440	1633.309	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3261.131 / 1763.098)

= 0.750 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1763.098 x 12.455 = 21959.383 kN

수평력 = 483.794 x 12.455 = 6025.659 kN

모멘트 = 21959.383 x 0.750 = 16477.008 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	835.358		1.750		1461.876		
	수평력		465.281		1.000		465.281	
	모멘트					992.678		
기 타 하 중		1048.536				3693.681		
총 계		1883.894	465.281			6148.235	465.281	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5682.955 / 1883.894)

= -0.417 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1883.894 x 12.455 = 23463.894 kN

수평력 = 465.281 x 12.455 = 5795.072 kN

모멘트 = 23463.894 x -0.417 = -9775.077 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	441.653		1.750		772.892		
	수평력		161.518		0.500		80.759	
	모멘트						320.183	
기 타 하 중		673.357	10.010			2348.421	5.005	
총 계		1115.010	171.528			3121.313	405.947	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2715.366 / 1115.010)

= 0.165 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1115.01 x 12.455 = 13887.447 kN

수평력 = 171.528 x 12.455 = 2136.387 kN

모멘트 = 13887.447 x 0.165 = 2287.476 kN.m

4) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	
2 열	1.950	7.000	13.650	
3 열	3.250	7.000	22.750	
4 열	4.550	7.000	31.850	
계		28.000	72.800	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	23463.894	21959.383	23463.894	13887.447	
수평력(H)	5795.072	6025.659	5795.072	2136.387	
모멘트(M)	-9775.077	16477.008	-9775.077	2287.476	

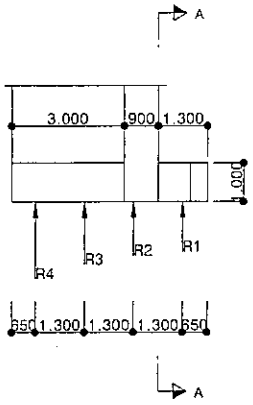
주) 기초 중앙과 말뚝 도심이 일치하므로 기초중앙 작용력을 사용

5) 기초의 단면설계

[16.말뚝검토 참조]

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압



* 적용 기초폭 : 12.455 m

R1 = 752.125 x 7 / 12.455 = 422.712 kN/m

R2 = 809.373 x 7 / 12.455 = 454.886 kN/m

R3 = 945.415 x 7 / 12.455 = 531.345 kN/m

R4 = 1160.251 x 7 / 12.455 = 652.088 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 44.934 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 3.582 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2,(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 44.934 kN/m

Mq = 422.712 x 0.650 = 274.763 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 44.934 - 14.625 = 30.309 kN/m

Mu = Mq - Mc = 274.763 - 27.463 = 247.300 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.036 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.553 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 3.000 x 2.15 = 64.500 kN/m

Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 2.15 = 96.750 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 3.582 + 531.345 + 652.088 = 1187.015 kN/m

Mq = 531.345 x 1.050 + 652.088 x 2.350 = 2090.320 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

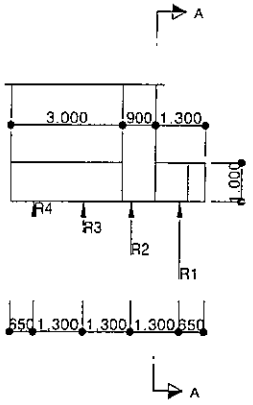
= 97.500 + 815.036 + 64.500 - 1187.015 = -209.980 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 146.250 + 1222.553 + 96.750 - 2090.320 = -624.767 kN.m/m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하



* 적용 기초폭 : 12.455 m

R1 = 1476.380 x 7 / 12.455 = 829.760 kN/m

R2 = 1014.969 x 7 / 12.455 = 570.436 kN/m

R3 = 603.198 x 7 / 12.455 = 339.011 kN/m

R4 = 241.066 x 7 / 12.455 = 135.484 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 88.203 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 4.492 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2,(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 88.203 kN/m

Mq = 829.760 x 0.650 = 539.344 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 88.203 - 14.625 = 73.578 kN/m

Mu = Mq - Mc = 539.344 - 27.463 = 511.881 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.036 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.553 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 3.000 x 1.30 = 39.000 kN/m

Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 1.30 = 58.500 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 4.272 + 311.113 + 51.789 = 367.174 kN/m

  Mq = 311.113 x 1.050 + 51.789 x 2.350 = 448.372 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

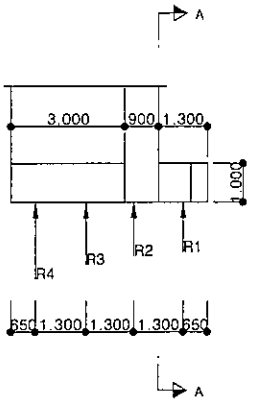
  = 97.500 + 815.036 + 39.000 - 367.174 = 584.362 kN/m

  Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

  = 146.250 + 1222.553 + 58.500 - 448.372 = 978.931 kN.m/m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압



* 적용 기초폭 : 12.455 m

R1 = 752.125 x 7 / 12.455 = 422.712 kN/m

R2 = 809.373 x 7 / 12.455 = 454.886 kN/m

R3 = 945.415 x 7 / 12.455 = 531.345 kN/m

R4 = 1160.251 x 7 / 12.455 = 652.088 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 44.934 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 3.582 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

  Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 44.934 kN/m

  Mq = 422.712 x 0.650 = 274.763 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vq - Vc = 44.934 - 14.625 = 30.309 kN/m

  Mu = Mq - Mc = 274.763 - 27.463 = 247.300 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

  Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

  Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.036 kN/m

  Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

  = 1222.553 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

  Vl = 10.000 x 3.000 x 2.15 = 64.500 kN/m

  Ml = 10.000 x 3.000² /2 x 2.15 = 96.750 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 3.582 + 531.345 + 652.088 = 1187.015 kN/m

  Mq = 531.345 x 1.050 + 652.088 x 2.350 = 2090.320 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

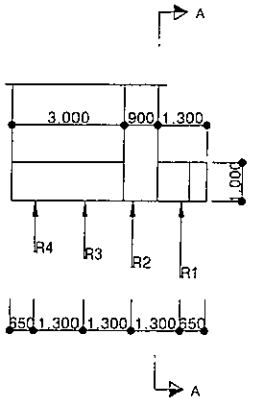
  = 97.500 + 815.036 + 64.500 - 1187.015 = -209.980 kN/m

  Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

  = 146.250 + 1222.553 + 96.750 - 2090.320 = -624.767 kN.m/m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중



* 적용 기초폭 : 12.455 m

R1 = 621.315 x 7 / 12.455 = 349.194 kN/m

R2 = 537.759 x 7 / 12.455 = 302.233 kN/m

R3 = 470.843 x 7 / 12.455 = 264.625 kN/m

R4 = 420.569 x 7 / 12.455 = 236.370 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 37.119 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.500 = 2.380 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

「콘크리트 구조설계기준」 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.00 = 11.250 kN/m

  Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.00 = 21.125 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 37.119 kN/m

  Mq = 349.194 x 0.650 = 226.976 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vq - Vc = 37.119 - 11.250 = 25.869 kN/m

  Mu = Mq - Mc = 226.976 - 21.125 = 205.851 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.00 = 75.000 kN/m

  Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.00 = 112.500 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.00 = 543.357 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.00

= 815.036 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 2.306 + 255.272 + 208.311 = 465.889 kN/m

Mq = 255.272 x 1.050 + 208.311 x 2.350 = 757.567 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 75.000 + 543.357 + 0.000 - 465.889 = 152.468 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 112.500 + 815.036 + 0.000 - 757.567 = 169.969 kN.m/m

6) 기초설계 부재력 SUMMARY

- 단위m당

구 분			계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
평상시	축력최대	앞 굽	247.300	30.309	158.736	
		뒷 굽	-624.767	-209.980	-427.483	
	부모멘트 최대	앞 굽	511.881	73.578	333.609	
		뒷 굽	978.931	584.362	513.413	
	정모멘트 최대	앞 굽	247.300	30.309	158.736	
		뒷 굽	-624.767	-209.980	-427.483	
지진시		앞 굽	205.851	25.869	205.851	
		뒷 굽	169.969	152.468	169.9[illegible]	

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	-	-	
	하면인장	511.881	73.578	333.609	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	978.931	584.362	513.413	
	하면인장	624.767	209.980	427.483	

7) 단면검토

① 시점측(앞굽) - 하면인장

* 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	1000.0	850.0	150.0	511.9	73.6

* 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 (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1804.604 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.246]

1단 : H25 - 3.3 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 = 0.00477

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 (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 511.881 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.193]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 588.897 kN

≥ Vu (= 73.578 kN) , 전단보강 불필요.

② 시점측(뒷굽) - 상면인장

* 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	1000.0	900.0	100.0	978.9	584.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02948

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3304.880 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.227]

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 = 0.00450

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 (900.00 - a/2) = 1191.715 kN.m

≥ Mu (= 978.931 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.217]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 623.538 kN

≥ Vu (= 584.362 kN) , 전단보강 불필요.

③ 시점측(뒷굽) - 하면인장

* 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	1000.0	850.0	150.0	624.8	210.0

* 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 (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2211.986 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.833]

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 = 0.00477

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 (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 624.767 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.797]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 588.897 kN

≥ Vu (= 209.980 kN) , 전단보강 불필요.

8) 사용성 검토

① 시점측(앞굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 333.609 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]
= 104.755 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]
= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.75) - 2.5 x 137.50 = 408.01 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.75) = 601.40 mm
Sa는 작은 값인 408.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 408.01 mm) ∴ O.K

② 시점측(뒷굽) - 상면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 513.413 x 1000000 / [4053.600 x (900.000 - 199.398/3)]
= 151.951 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4053.600)]
= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 151.95) - 2.5 x 87.50 = 299.51 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 151.95) = 414.61 mm
Sa는 작은 값인 299.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 299.51 mm) ∴ O.K

③ 시점측(뒷굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 427.483 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]

= 134.231 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]

= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.23) - 2.5 x 137.50 = 242.92 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.23) = 469.34 mm

Sa는 작은 값인 242.92 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 242.92 mm) ∴ O.K

9) 배력철근 검토

① 시점측(앞굽)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300

H16 @ 300 = 1324.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 2648.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ < 2648.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

② 시점측(뒷굽)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

인장부 : H16 @ 300

H16 @ 300 = 1324.0 ㎟

∑ = 2648.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

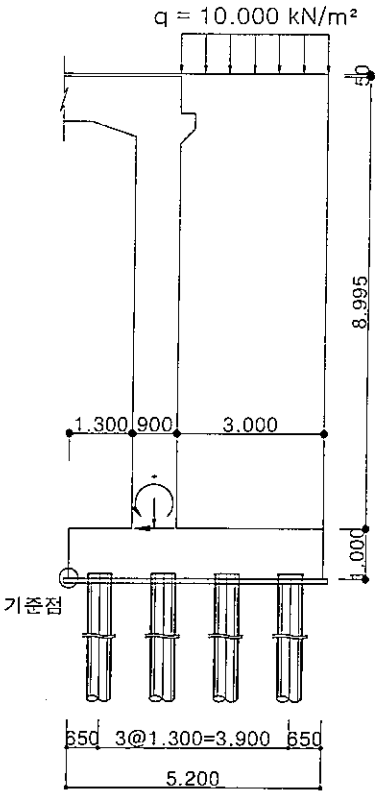
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ < 2648.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

13.2 종점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.000 x 25.000 x 1.30
= 169.000 kN/m

배면토사 = 3.000 x 9.000 x 20.000 x 1.50
= 809.997 kN/m

포 장 = 3.000 x 0.050 x 22.500 x 1.50
= 5.063 kN/m

노면활하중 = 3.000 x 10.000 x 2.15
= 64.500 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	835.208	739.927	835.208	441.943	
수평력(H)	464.789	483.303	464.789	161.966	
모멘트(M)	-992.907	1148.968	-992.907	328.088	
Combo	UL03	UL12	UL03	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	64.500		3.700		238.650		
기 초 자 중	169.000		2.600		439.400		
포 장	5.063		3.700		18.731		
배 면 토 사	809.997		3.700		2996.991		
소 계	1048.560				3693.772		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	130.000	0.077	10.010	2.600	0.500	338.000	5.005	
포 장	3.375			3.700		12.488		
배 면 토 사	539.998			3.700		1997.994		
소 계	673.373		10.010			2348.481	5.005	

3) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	835.208		1.750		1461.613		
	수평력		464.789		1.000		464.789	
	모멘트					992.907		
기 타 하 중		1048.560				3693.772		
총 계		1883.767	464.789			6148.292	464.789	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5683.503 / 1883.767)

= -0.417 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1883.767 x 12.455 = 23462.324 kN

수평력 = 464.789 x 12.455 = 5788.949 kN

모멘트 = 23462.324 x -0.417 = -9785.989 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	739.927		1.750		1294.873		
	수평력		483.303		1.000		483.303	
	모멘트						1148.968	
기 타 하 중		1023.060				3599.422		
총 계		1762.987	483.303			4894.294	1632.271	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3262.024 / 1762.987)

= 0.750 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1762.987 x 12.455 = 21958.005 kN

수평력 = 483.303 x 12.455 = 6019.536 kN

모멘트 = 21958.005 x 0.750 = 16462.309 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	835.208		1.750		1461.613		
	수평력		464.789		1.000		464.789	
	모멘트					992.907		
기 타 하 중		1048.560				3693.772		
총 계		1883.767	464.789			6148.292	464.789	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5683.503 / 1883.767)

= -0.417 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1883.767 x 12.455 = 23462.324 kN

수평력 = 464.789 x 12.455 = 5788.949 kN

모멘트 = 23462.324 x -0.417 = -9785.989 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	441.943		1.750		773.400		
	수평력		161.966		0.500		80.983	
	모멘트						328.088	
기 타 하 중		673.373	10.010			2348.491	5.005	
총 계		1115.316	171.976			3121.881	414.076	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2707.805 / 1115.316)

= 0.172 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 12.455 / (sin 90.000) = 12.455 m

수직력 = 1115.316 x 12.455 = 13891.262 kN

수평력 = 171.976 x 12.455 = 2141.964 kN

모멘트 = 13891.262 x 0.172 = 2391.571 kN.m

4) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	
2 열	1.950	7.000	13.650	
3 열	3.250	7.000	22.750	
4 열	4.550	7.000	31.850	
계		28.000	72.800	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	23462.324	21958.005	23462.324	13891.262	
수평력(H)	5788.949	6019.536	5788.949	2141.964	
모멘트(M)	-9785.989	16462.309	-9785.989	2391.571	

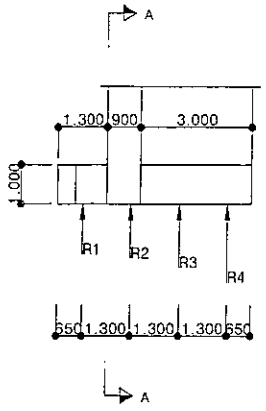
주) 기초 중앙과 말뚝 도심이 일치하므로 기초중앙 작용력을 사용

5) 기초의 단면설계

[16.말뚝검토 참조]

① 평상시(측력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압



* 적용 기초폭 : 12.455 m

R1 = 750.761 x 7 / 12.455 = 421.945 kN/m

R2 = 808.880 x 7 / 12.455 = 454.610 kN/m

R3 = 945.478 x 7 / 12.455 = 531.381 kN/m

R4 = 1160.555 x 7 / 12.455 = 652.259 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 44.852 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 3.580 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 44.852 kN/m

Mq = 421.945 x 0.650 = 274.264 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 44.852 - 14.625 = 30.227 kN/m

Mu = Mq - Mc = 274.264 - 27.463 = 246.802 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.060 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.590 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 3.000 x 2.15 = 64.500 kN/m

Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 2.15 = 96.750 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 3.58 + 531.381 + 652.259 = 1187.220 kN/m

Mq = 531.381 x 1.050 + 652.259 x 2.350 = 2090.759 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

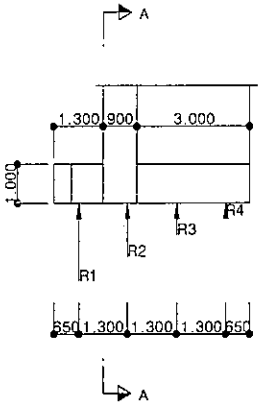
= 97.500 + 815.060 + 64.500 - 1187.220 = -210.160 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 146.250 + 1222.590 + 96.750 - 2090.759 = -625.169 kN.m/m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하



* 적용 기초폭 : 12.455 m

R1 = 1481.897 x 7 / 12.455 = 832.861 kN/m

R2 = 1016.775 x 7 / 12.455 = 571.451 kN/m

R3 = 603.310 x 7 / 12.455 = 339.074 kN/m

R4 = 241.501 x 7 / 12.455 = 135.729 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 88.532 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 4.500 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 88.532 kN/m

Mq = 832.861 x 0.650 = 541.359 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 88.532 - 14.625 = 73.907 kN/m

Mu = Mq - Mc = 541.359 - 27.463 = 513.897 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.060 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.590 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 3.000 x 1.30 = 39.000 kN/m

Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 1.30 = 58.500 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 4.271 + 310.042 + 48.633 = 362.946 kN/m

  Mq = 310.042 x 1.050 + 48.633 x 2.350 = 439.832 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

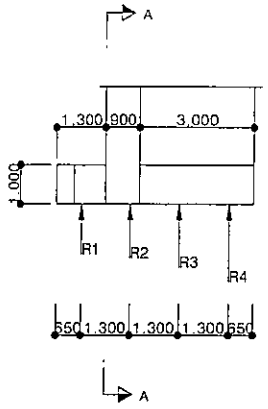
  = 97.500 + 815.060 + 39.000 - 362.946 = 588.614 kN/m

  Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

  = 146.250 + 1222.590 + 58.500 - 439.832 = 987.508 kN.m/m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압



* 적용 기초폭 : 12.455 m

R1 = 750.761 x 7 / 12.455 = 421.945 kN/m

R2 = 808.880 x 7 / 12.455 = 454.610 kN/m

R3 = 945.478 x 7 / 12.455 = 531.381 kN/m

R4 = 1160.555 x 7 / 12.455 = 652.259 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 44.852 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 3.580 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

  Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 44.852 kN/m

  Mq = 421.945 x 0.650 = 274.264 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vq - Vc = 44.852 - 14.625 = 30.227 kN/m

  Mu = Mq - Mc = 274.264 - 27.463 = 246.802 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

  Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

  Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.060 kN/m

  Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

  = 1222.590 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

  Vl = 10.000 x 3.000 x 2.15 = 64.500 kN/m

  Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 2.15 = 96.750 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 3.58 + 531.381 + 652.259 = 1187.220 kN/m

  Mq = 531.381 x 1.050 + 652.259 x 2.350 = 2090.759 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

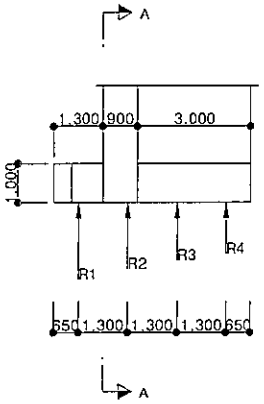
  = 97.500 + 815.060 + 64.500 - 1187.220 = -210.160 kN/m

  Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

  = 146.250 + 1222.590 + 96.750 - 2090.759 = -625.169 kN.m/m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중



* 적용 기초폭 : 12.455 m

R1 = 625.959 x 7 / 12.455 = 351.804 kN/m

R2 = 539.397 x 7 / 12.455 = 303.154 kN/m

R3 = 469.836 x 7 / 12.455 = 264.058 kN/m

R4 = 417.274 x 7 / 12.455 = 234.517 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 37.396 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

R2 x 0.004 / 0.508 = 2.387 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2,(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.00 = 11.250 kN/m

  Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.00 = 21.125 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 37.396 kN/m

  Mq = 351.804 x 0.650 = 228.672 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vq - Vc = 37.396 - 11.250 = 26.146 kN/m

  Mu = Mq - Mc = 228.672 - 21.125 = 207.547 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.00 = 75.000 kN/m

  Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.00 = 112.500 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.00 = 543.373 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.00

= 815.060 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 2.312 + 254.504 + 205.855 = 462.671 kN/m

Mq = 254.504 x 1.050 + 205.855 x 2.350 = 750.988 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 75.000 + 543.373 + 0.000 - 462.671 = 155.703 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 112.500 + 815.060 + 0.000 - 750.988 = 176.572 kN.m/m

6) 기초설계 부재력 SUMMARY

- 단위m당

구 분			계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
평상시	축력최대	앞 굽	246.802	30.227	334.803	
		뒷 굽	-625.169	-210.160	518.537	
	부모멘트 최대	앞 굽	513.897	73.907	334.803	
		뒷 굽	987.508	588.614	518.537	
	정모멘트 최대	앞 굽	246.802	30.227	158.337	
		뒷 굽	-625.169	-210.160	-427.854	
지진시		앞 굽	207.547	26.146	207.547	
		뒷 굽	176.572	155.703	176.572	

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	-	-	
	하면인장	513.897	73.907	334.803	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	987.508	588.614	518.537	
	하면인장	625.169	210.160	427.854	

7) 단면검토

① 종정측(앞굽) - 하면인장

* 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	1000.0	850.0	150.0	513.9	73.9

* 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 (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1811.847 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.237]

1단 : H25 - 9.0 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 = 0.00477

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 (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 513.897 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.185]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 588.897 kN

≥ Vu (= 73.907 kN) , 전단보강 불필요.

② 종점측(뒷굽) - 상면인장

* 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	1000.0	900.0	100.0	987.5	588.6

* 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 (900.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02948

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3334.836\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.216]

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 = 0.00450

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 (900.00 - a/2) = 1191.715 kN.m

≥ Mu (= 987.508 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.207]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 623.538 kN

≥ Vu (= 588.614 kN) , 전단보강 불필요.

③ 종점측(뒷굽) - 하면인장

* 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	1000.0	850.0	150.0	625.2	210.2

* 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 (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2213.444 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.831]

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 = 0.00477

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 (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 625.169 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.796]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 588.897 kN

≥ Vu (= 210.160 kN) , 전단보강 불필요.

8) 사용성 검토

① 종점측(앞굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 334.803 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]

= 105.130 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]

= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 105.13) - 2.5 x 137.50 = 405.32 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 105.13) = 599.26 mm

Sa는 작은 값인 405.32 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 405.32 mm) ∴ O.K

② 종점측(뒷굽) - 상면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 518.537 x 1000000 / [4053.600 x (900.000 - 199.398/3)]

= 153.467 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4053.600)]

= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 153.47) - 2.5 x 87.50 = 294.39 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 153.47) = 410.51 mm

Sa는 작은 값인 294.39 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 294.39 mm) ∴ O.K

③ 종점측(뒷굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 427.854 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]

= 134.348 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]

= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.35) - 2.5 x 137.50 = 242.41 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.35) = 468.93 mm

Sa는 작은 값인 242.41 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 242.41 mm) ∴ O.K

9) 배력철근 검토

① 종점측(앞급)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300

H16 @ 300 = 1324.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 2648.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ < 2648.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

② 종점측(뒷급)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

인장부 : H16 @ 300

H16 @ 300 = 1324.0 ㎟

∑ = 2648.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ < 2648.0 ㎟ ∴ O.K

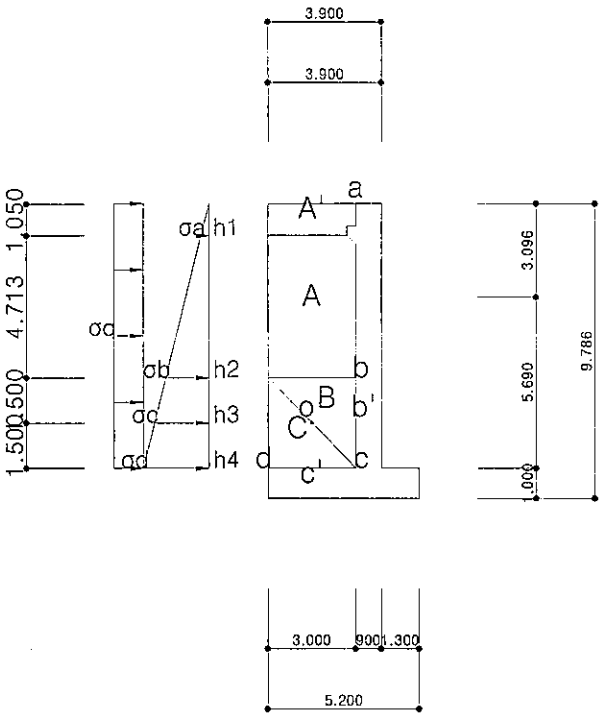
노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

14. 날개벽 설계

14.1 시점부 우측 날개벽

1) 단면력 산정

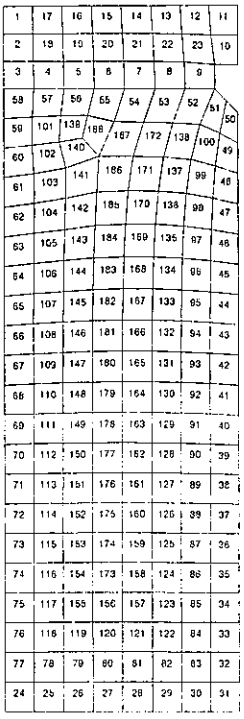


U = 1.700 x H + 2.150 x L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	205.991	181.777	246.591	130.870
전단력(kN)	0.000	190.884	191.262	221.250	122.666

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	121.171	106.928	145.054	76.982
전단력(kN)	0.000	112.285	112.507	130.147	72.156

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	206.0	190.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1488.487 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.540]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 205.991 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.513]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 190.884 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 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	130.9	122.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 ㎜, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02062

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1067.121 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 2.148]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (370.00 - a/2) = 272.768 kN.m

≥ Mu (= 130.870 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.084]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 122.666 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	181.8	191.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 ㎜, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1308.474 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.752]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 181.777 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.715]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 191.262 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	246.6	221.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01684

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1793.578 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.727]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 413.808 kN.m

≥ Mu (= 246.591 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.678]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 221.250 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.171 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 136.861 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 : H19 - 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 / 136.86) - 2.5 x 70.50 = 399.15 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.86) = 460.32 mm
Sa는 작은 값인 399.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.15 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.982 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 99.184 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 : H19 - 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 / 99.18) - 2.5 x 70.50 = 617.73 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.18) = 635.18 mm
Sa는 작은 값인 617.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 617.73 mm) ∴ O.K

③ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 106.928 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 120.773 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 : H19 - 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 / 120.77) - 2.5 x 70.50 = 475.80 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 120.77) = 521.64 ㎜

Sa는 작은 값인 475.80 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 475.80 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 145.054 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]
= 122.724 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 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H22 - 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 / 122.72) - 2.5 x 69.00 = 469.18 ㎜

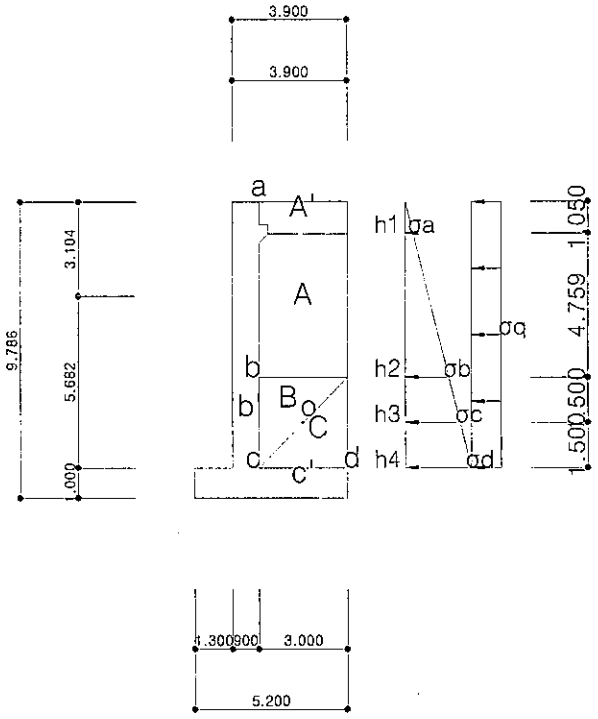
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.72) = 513.35 ㎜

Sa는 작은 값인 469.18 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 469.18 ㎜) ∴ O.K

14.2 종점부 좌측 날개벽

1) 단면력 산정

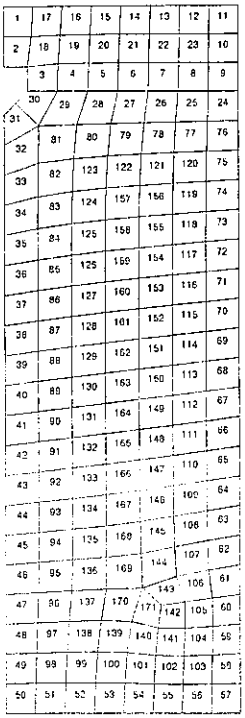


U = 1.700 x H + 2.150 x L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	202.192	178.705	248.072	130.434
전단력(kN)	0.000	185.820	186.605	228.147	102.460

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	118.936	105.121	145.925	76.726
전단력(kN)	0.000	109.306	109.768	134.204	60.271

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	202.2	185.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1460.146 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.570]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 202.192 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.542]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 185.820 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 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	130.4	102.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 ㎜, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02062

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1063.472 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 2.155]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (370.00 - a/2) = 272.768 kN.m

≥ Mu (= 130.434 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.091]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 102.460 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	178.7	186.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1285.740 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.783]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 178.705 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.744]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 186.605 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	248.1	228.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01684

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1804.782 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.716]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 413.808 kN.m

≥ Mu (= 248.072 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.668]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 228.147 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 118.936 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 134.336 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 : H19 - 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 / 134.34) - 2.5 x 70.50 = 409.96 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.34) = 468.97 mm
Sa는 작은 값인 409.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 409.96 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.726 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 98.854 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 : H19 - 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 / 98.85) - 2.5 x 70.50 = 620.38 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 98.85) = 637.30 mm
Sa는 작은 값인 620.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 620.38 mm) ∴ O.K

③ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.121 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 118.732 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 : H19 - 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 / 118.73) - 2.5 x 70.50 = 487.01 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 118.73) = 530.61 ㎜

Sa는 작은 값인 487.01 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 487.01 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 145.925 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]
= 123.461 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 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H22 - 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 / 123.46) - 2.5 x 69.00 = 465.35 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.46) = 510.28 ㎜

Sa는 작은 값인 465.35 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 465.35 ㎜) ∴ O.K

15. 접속슬래브 설계

15.1 지간 및 하중 산정

1) 설계조건

① 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

LP = 0.7 x 9.000 = 6.300 m

② 등분포 고정하중

W1 = 22.500 x (-0.050+0.050 = 0.000 kN/m ; 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

Wd = 0.000 + 11.250 = 11.250 kN/m

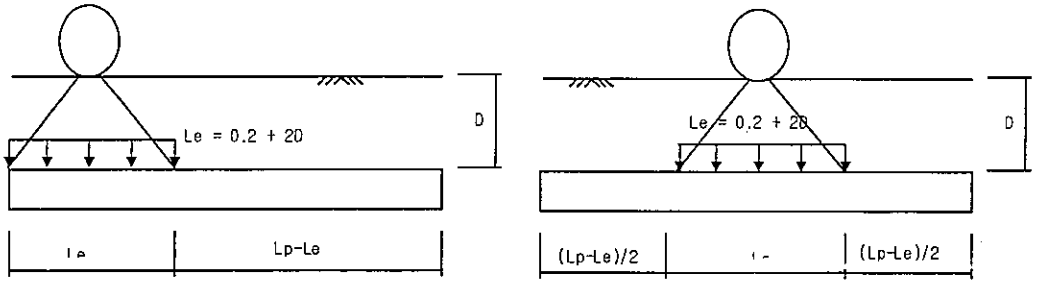
2) 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 6.300 / 2 = 35.438 kN

Md = 11.250 x 6.300^2 / 8 = 55.814 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/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2) / (2 x 6.300)

= 81.879 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 6.300/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 128.960 kN.m

4) 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 35.438 + 2.15 x 81.879

= 222.109 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 55.814 + 2.15 x 128.960

= 349.822 kN.m

15.2 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	350.0	100.0	349.8	222.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 83.119) / 83.119 = 0.00963

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3193.634 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.269]

12 - H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01158

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 433.692 kN.m

≥ Mu (= 349.822 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.240]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 222.109 kN), 전단보강 불필요.

15.3 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 184.774 \times 1000000 / [4053.600 \times (350.000 - 115.388/3)]$

$= 146.315$ MPa

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

$= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x4053.600)]}$

$= 115.388$ mm

사용철근량 = 4053.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

$Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50$ mm

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

Smin : $375 \times (210 / fs) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 146.32) - 2.5 \times 87.50 = 319.47$ mm

$300 \times (210 / fs) = 300 \times (210 / 146.32) = 430.58$ mm

Sa는 작은 값인 319.47 mm 를 적용

$S = 1000.00 / 8.0$ EA $= 125.00 \leq Sa$ (= 319.47 mm) ∴ O.K

15.4 받침부 설계

1) 작용하중 산정

① 접속슬래브에서 전달되는 고정하중

Vd = 11.250 x 6.300/2 = 35.438 kN

② 활하중(DB-24) : 81.88 kN

③ Vu = 1.300 x 35.438 + 2.150 x 81.879 = 222.109 kN

* 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수는 전단강도에 대한 강도감소계수로 취하여야한다.
[콘크리트 구조설계기준 해설, P183]

2) 내민받침에 대한 전단설계

* 단면제원 및 설계조건

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
1000.000	600.000	520.000	80.000	300.000	222.109

a = 150.000 mm, d = 520.000 mm

a / d (= 0.288) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 300.000 mm ≥ 0.5 x 520.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 222.109 kN

Nuc = 0.20 x 222.109 = 44.422 kN

Mu = Vu x a + Nuc x (h - d)

= 222.109 x 0.150 + 44.422 x (0.600 - 0.520)

= 36.870 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

≤ 0.2 x 27 x 1000.000 x 520.000 = 2808.000 kN

≤ 5.6 x 1000.000 x 520.000 = 2912.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 2808.000 = 2246.400 kN ≥ Vu (=222.109 kN) ∴ O.K

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

= 222109.385 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 495.780 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 222.109 x 0.150 + 44.422 x (0.600 - 0.520) = 36.870 kN.m

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

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

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

= 209.322 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 222.109 = 44.422 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 138.818 ㎟

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 469.338 ㎟

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

= 0.04 x (27 / 400) x 1000.000 x 520.000

= 1404.000 ㎟

Use As = 1588.800 ㎟ (철근도심 80.00 ㎜)

1단 : H16- 8.0EA , d1 = 80.00 ㎜

Use As ≥ 469.338 ㎟ , 1404.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (469.338 - 138.818)

= 165.260 ㎟

사용철근량 (1단) : H19 - 2.0 EA = 573.000 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 520.00 = 346.67 ㎜구간에 2.0 단 설치

▶ 사용철근량(2.0단) : H19 - 4.00 EA = 1146.000 ㎟ ≥ 165.260 ㎟ ∴ O.K

16. 말 뚝 검 토

16.1 시점측 기초 말뚝검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	12.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = $\pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736\ m^4$

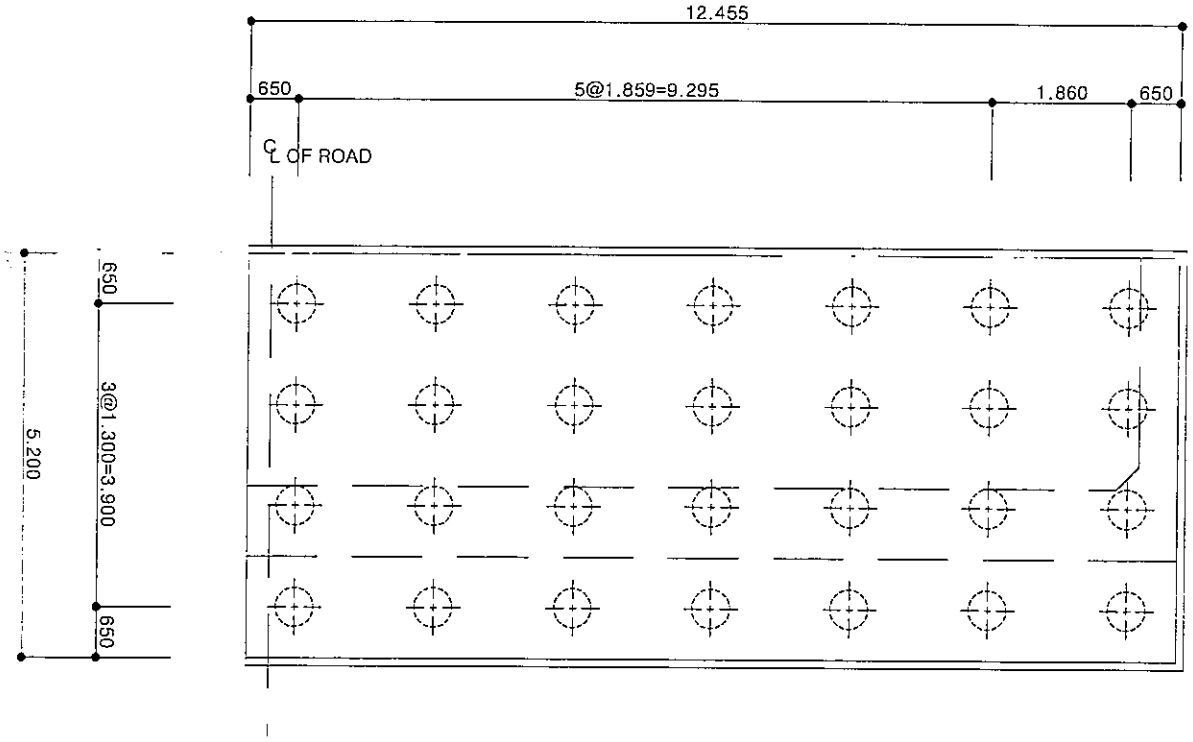
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	15784.277	3401.551	-6452.803	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	15784.237	3350.579	9927.851	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	15784.277	3401.551	-6452.803	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13887.447	2136.387	2287.476	지진시
계수하중	COMBO 1	23463.894	5795.072	-9775.077	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	21959.383	6025.659	16477.008	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	23463.894	5795.072	-9775.077	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13887.447	2136.387	2287.476	지진시

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.611

Kv = a x Ap x Ep / L = 160701.919 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 kN/m²

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	2.044	45177.98
2.044	2.331	26721.99
2.331	2.360	25438.32
2.360	2.363	25321.18
2.363	2.363	25310.23
2.363	2.363	25309.20
2.363	2.363	25309.10

Kh = 25309.09 kN/m³

β = 0.423 m-1

βL = 0.423 x 12.4000 = 5.247 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.719	90355.95
1.719	1.929	57032.23
1.929	1.950	54624.28
1.950	1.952	54403.81
1.952	1.952	54383.19
1.952	1.952	54381.25
1.952	1.952	54381.07

Kh = 54381.06 kN/m³

β = 0.512 m-1

βL = 0.512 x 12.4000 = 6.353 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	30144.275	53497.454	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	35618.248	52210.525	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	35618.248	52210.525	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	84172.504	101909.109	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	844039.7	1497928.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-997310.9	-1461894.7
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4499653.7	4499653.7
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	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	11862348.7	12358973.6
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	0.0037609	0.0035079	-0.0002278	COMBO 1	0.0065421	0.0052146	-0.0002740
COMBO 2	0.0055055	0.0035079	0.0012998	COMBO 2	0.0097488	0.0048802	0.0022086
COMBO 3	0.0037609	0.0035079	-0.0002278	COMBO 3	0.0065421	0.0052146	-0.0002740
COMBO 4	0.0018166	0.0030863	0.0004000	COMBO 4	0.0018166	0.0030863	0.0004000

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.506 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	0.0037609	0.0030637	-0.0002278	492.346	121.484	-153.131
	2	0.0037609	0.0033598	-0.0002278	539.931	121.484	-153.131
	3	0.0037609	0.0036559	-0.0002278	587.517	121.484	-153.131
	4	0.0037609	0.0039521	-0.0002278	635.102	121.484	-153.131
COMBO 2	1	0.0055055	0.0060425	0.0012998	971.036	119.664	-86.690
	2	0.0055055	0.0043527	0.0012998	699.494	119.664	-86.690
	3	0.0055055	0.0026630	0.0012998	427.952	119.664	-86.690
	4	0.0055055	0.0009733	0.0012998	156.409	119.664	-86.690
COMBO 3	1	0.0037609	0.0030637	-0.0002278	492.346	121.484	-153.131
	2	0.0037609	0.0033598	-0.0002278	539.931	121.484	-153.131
	3	0.0037609	0.0036559	-0.0002278	587.517	121.484	-153.131
	4	0.0037609	0.0039521	-0.0002278	635.102	121.484	-153.131
COMBO 4	1	0.0018166	0.0038663	0.0004000	621.315	76.300	-54.084
	2	0.0018166	0.0033463	0.0004000	537.759	76.300	-54.084
	3	0.0018166	0.0028264	0.0004000	454.202	76.300	-54.084
	4	0.0018166	0.0023064	0.0004000	370.645	76.300	-54.084

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0065421	0.0046803	-0.0002740	752.125	206.967	-256.083
	2	0.0065421	0.0050365	-0.0002740	809.373	206.967	-256.083
	3	0.0065421	0.0053927	-0.0002740	866.620	206.967	-256.083
	4	0.0065421	0.0057489	-0.0002740	923.867	206.967	-256.083
COMBO 2	1	0.0097488	0.0091871	0.0022086	1476.380	215.202	-161.328
	2	0.0097488	0.0063158	0.0022086	1014.969	215.202	-161.328
	3	0.0097488	0.0034446	0.0022086	553.558	215.202	-161.328
	4	0.0097488	0.0005734	0.0022086	92.147	215.202	-161.328
COMBO 3	1	0.0065421	0.0046803	-0.0002740	752.125	206.967	-256.083
	2	0.0065421	0.0050365	-0.0002740	809.373	206.967	-256.083
	3	0.0065421	0.0053927	-0.0002740	866.620	206.967	-256.083
	4	0.0065421	0.0057489	-0.0002740	923.867	206.967	-256.083
COMBO 4	1	0.0018166	0.0038663	0.0004000	621.315	76.300	-54.084
	2	0.0018166	0.0033463	0.0004000	537.759	76.300	-54.084
	3	0.0018166	0.0028264	0.0004000	454.202	76.300	-54.084
	4	0.0018166	0.0023064	0.0004000	370.645	76.300	-54.084

▣ 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	1.950	0	492.346	121.484	-153.131	7
	2	0.650	0	539.931	121.484	-153.131	7
	3	-0.650	0	587.517	121.484	-153.131	7
	4	-1.950	0	635.102	121.484	-153.131	7
	계			15784.277	3401.551	-6452.803	28
COMBO 2	1	1.950	0	971.036	119.664	-86.690	7
	2	0.650	0	699.494	119.664	-86.690	7
	3	-0.650	0	427.952	119.664	-86.690	7
	4	-1.950	0	156.409	119.664	-86.690	7
	계			15784.237	3350.579	9927.851	28
COMBO 3	1	1.950	0	492.346	121.484	-153.131	7
	2	0.650	0	539.931	121.484	-153.131	7
	3	-0.650	0	587.517	121.484	-153.131	7
	4	-1.950	0	635.102	121.484	-153.131	7
	계			15784.277	3401.551	-6452.803	28
COMBO 4	1	1.950	0	621.315	76.300	-54.084	7
	2	0.650	0	537.759	76.300	-54.084	7
	3	-0.650	0	454.202	76.300	-54.084	7
	4	-1.950	0	370.645	76.300	-54.084	7
	계			13887.447	2136.387	2287.476	28

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	752.125	206.967	-256.083	7
	2	0.650	0	809.373	206.967	-256.083	7
	3	-0.650	0	866.620	206.967	-256.083	7
	4	-1.950	0	923.867	206.967	-256.083	7
	계			23463.894	5795.072	-9775.077	28
COMBO 2	1	1.950	0	1476.380	215.202	-161.328	7
	2	0.650	0	1014.969	215.202	-161.328	7
	3	-0.650	0	553.558	215.202	-161.328	7
	4	-1.950	0	92.147	215.202	-161.328	7
	계			21959.383	6025.659	16477.008	28
COMBO 3	1	1.950	0	752.125	206.967	-256.083	7
	2	0.650	0	809.373	206.967	-256.083	7
	3	-0.650	0	866.620	206.967	-256.083	7
	4	-1.950	0	923.867	206.967	-256.083	7
	계			23463.894	5795.072	-9775.077	28
COMBO 4	1	1.950	0	621.315	76.300	-54.084	7
	2	0.650	0	537.759	76.300	-54.084	7
	3	-0.650	0	454.202	76.300	-54.084	7
	4	-1.950	0	370.645	76.300	-54.084	7
	계			13887.447	2136.387	2287.476	28

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

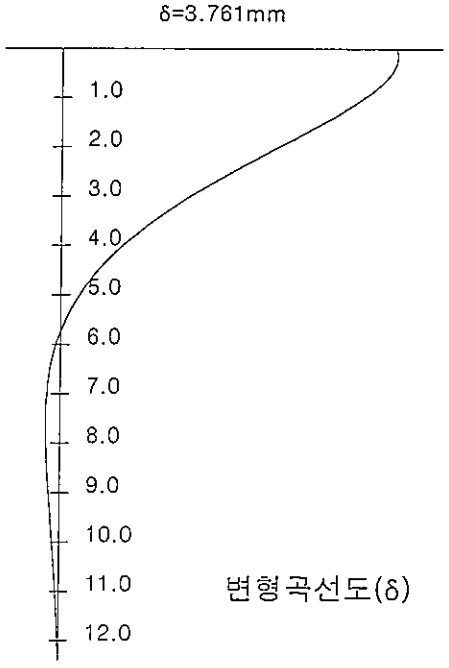
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

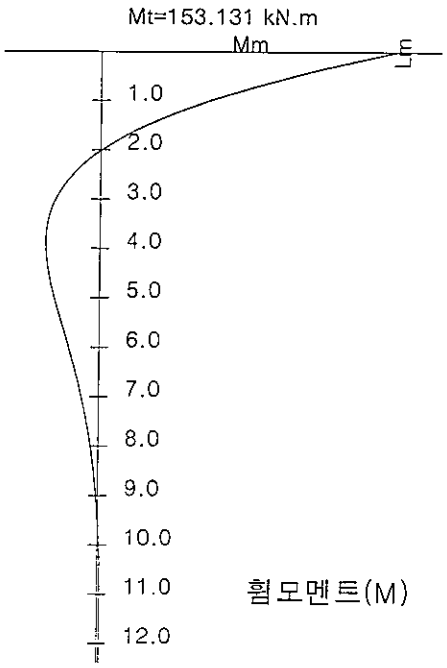
- 최대모멘트 및 깊이 : 153.131 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.761 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.761 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	153.131	-121.484	3.761	
0.827	69.035	-82.399	3.529	
1.653	15.350	-48.768	2.805	
2.480	-13.968	-23.649	1.961	
3.307	-26.122	-7.091	1.204	
4.133	-27.654	2.358	0.620	
4.960	-23.645	6.645	0.223	
5.787	-17.574	7.629	-0.013	
6.613	-11.527	6.801	-0.128	
7.440	-6.535	5.217	-0.163	
8.267	-2.927	3.530	-0.152	
9.093	-0.630	2.083	-0.121	
9.920	0.620	1.005	-0.084	
10.747	1.134	0.296	-0.051	
11.573	1.193	-0.107	-0.026	
12.400	1.017	-0.289	-0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

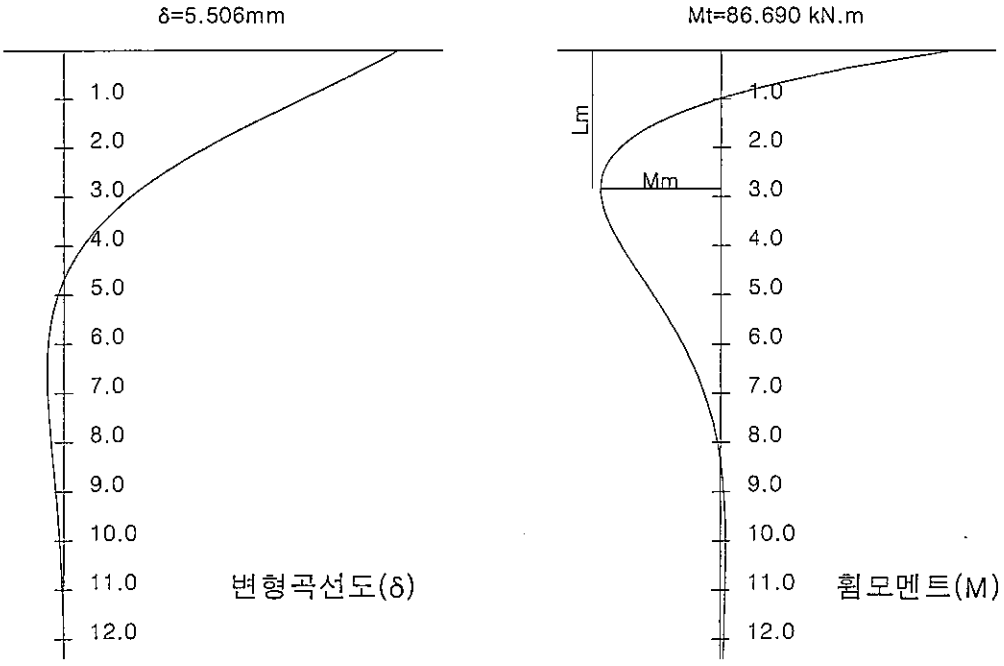
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.588 kN.m, 2.840 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.506 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.506 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	86.690	-119.664	5.506	
0.827	10.032	-68.050	4.233	
1.653	-29.780	-30.672	2.871	
2.480	-44.420	-6.812	1.699	
3.307	-44.031	6.216	0.824	
4.133	-36.242	11.616	0.247	
4.960	-26.121	12.294	-0.082	
5.787	-16.587	10.511	-0.232	
6.613	-8.990	7.812	-0.266	
7.440	-3.665	5.123	-0.237	
8.267	-0.387	2.904	-0.182	
9.093	1.308	1.300	-0.123	
9.920	1.924	0.280	-0.073	
10.747	1.898	-0.276	-0.035	
11.573	1.558	-0.504	-0.010	
12.400	1.120	-0.531	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

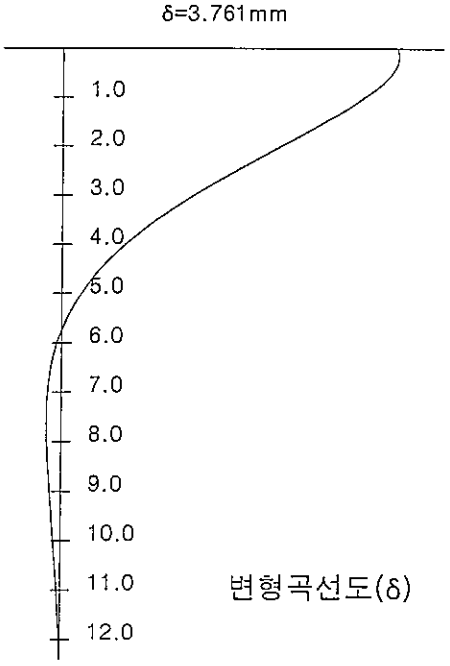
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

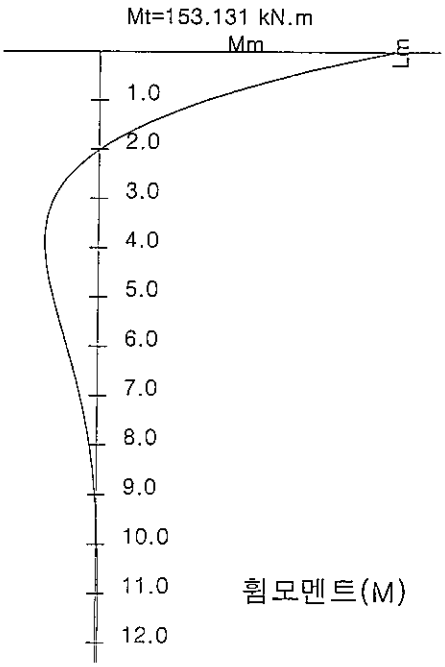
- 최대모멘트 및 깊이 : 153.131 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.761 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.761 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	153.131	-121.484	3.761	
0.827	69.035	-82.399	3.529	
1.653	15.350	-48.768	2.805	
2.480	-13.968	-23.649	1.961	
3.307	-26.122	-7.091	1.204	
4.133	-27.654	2.358	0.620	
4.960	-23.645	6.645	0.223	
5.787	-17.574	7.629	-0.013	
6.613	-11.527	6.801	-0.128	
7.440	-6.535	5.217	-0.163	
8.267	-2.927	3.530	-0.152	
9.093	-0.630	2.083	-0.121	
9.920	0.620	1.005	-0.084	
10.747	1.134	0.296	-0.051	
11.573	1.193	-0.107	-0.026	
12.400	1.017	-0.289	-0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 지진시

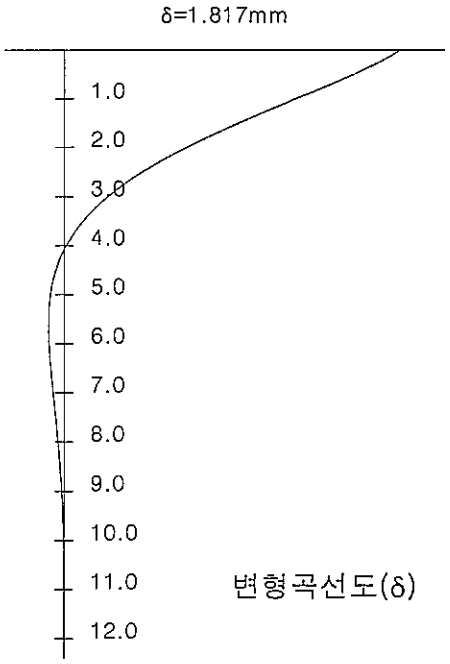
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

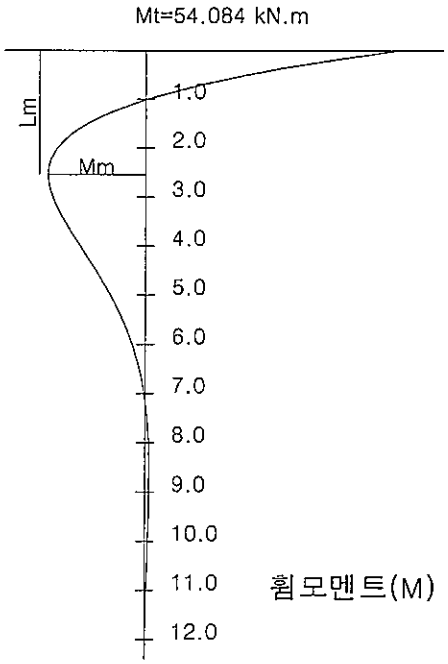
- 최대모멘트 및 깊이 : -20.963 kN.m, 2.545 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.817 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.817 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	54.084	-76.300	1.817	
0.827	6.762	-39.923	1.363	
1.653	-15.113	-14.952	0.848	
2.480	-20.940	-0.734	0.429	
3.307	-18.519	5.533	0.148	
4.133	-13.131	6.920	-0.007	
4.960	-7.737	5.889	-0.072	
5.787	-3.607	4.064	-0.083	
6.613	-0.989	2.327	-0.068	
7.440	0.365	1.035	-0.046	
8.267	0.860	0.239	-0.025	
9.093	0.870	-0.159	-0.011	
9.920	0.670	-0.292	-0.002	
10.747	0.427	-0.280	0.002	
11.573	0.222	-0.210	0.004	
12.400	0.082	-0.130	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

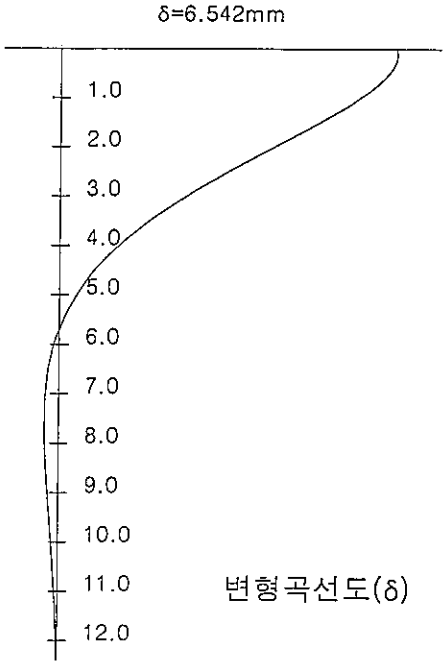
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

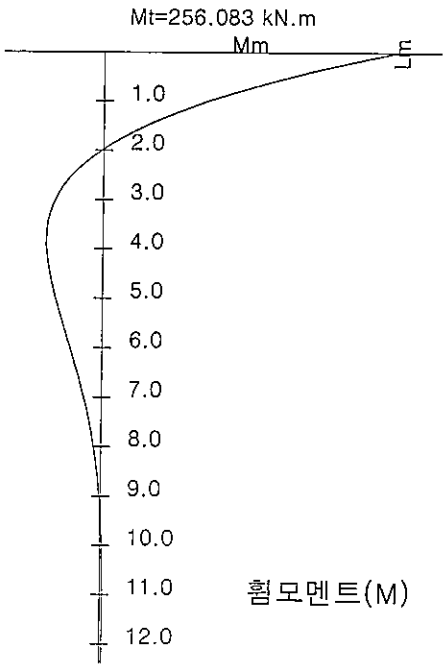
- 최대모멘트 및 깊이 : 256.083 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.542 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.542 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	256.083	-206.967	6.542	
0.827	113.275	-139.398	6.068	
1.653	22.792	-81.785	4.786	
2.480	-26.090	-39.056	3.324	
3.307	-45.872	-11.093	2.024	
4.133	-47.787	4.712	1.029	
4.960	-40.494	11.751	0.357	
5.787	-29.886	13.221	-0.038	
6.613	-19.461	11.670	-0.228	
7.440	-10.925	8.887	-0.283	
8.267	-4.800	5.971	-0.261	
9.093	-0.929	3.493	-0.206	
9.920	1.154	1.659	-0.142	
10.747	1.990	0.462	-0.087	
11.573	2.062	-0.213	0.044	
12.400	1.742	-0.511	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

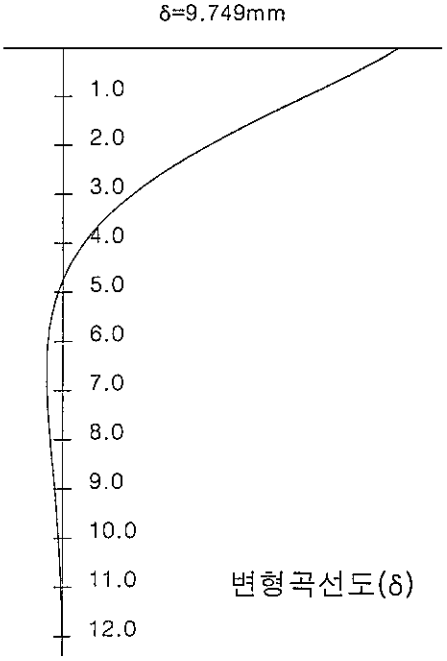
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

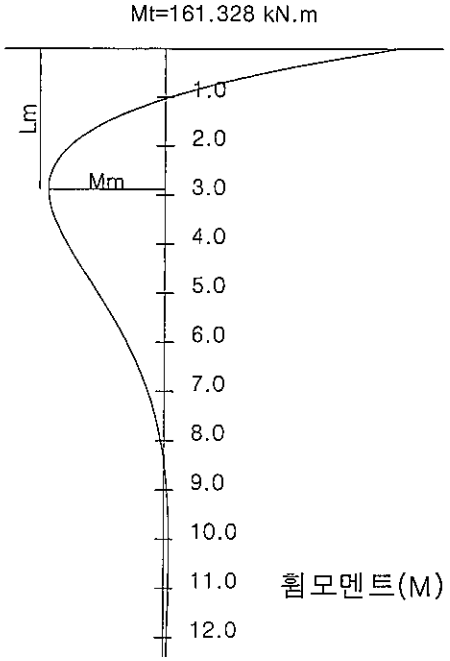
- 최대모멘트 및 깊이 : -79.903 kN.m, 2.884 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.749 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.749 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	161.328	-215.202	9.749	
0.827	22.945	-123.490	7.549	
1.653	-49.759	-56.628	5.154	
2.480	-77.292	-13.644	3.075	
3.307	-77.637	10.063	1.512	
4.133	-64.416	20.104	0.475	
4.960	-46.736	21.624	-0.123	
5.787	-29.891	18.649	-0.398	
6.613	-16.367	13.954	-0.466	
7.440	-6.825	9.215	-0.420	
8.267	-0.908	5.271	-0.324	
9.093	2.189	2.402	-0.221	
9.920	3.349	0.563	-0.131	
10.747	3.348	-0.448	-0.064	
11.573	2.770	-0.873	-0.020	
12.400	2.005	-0.933	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

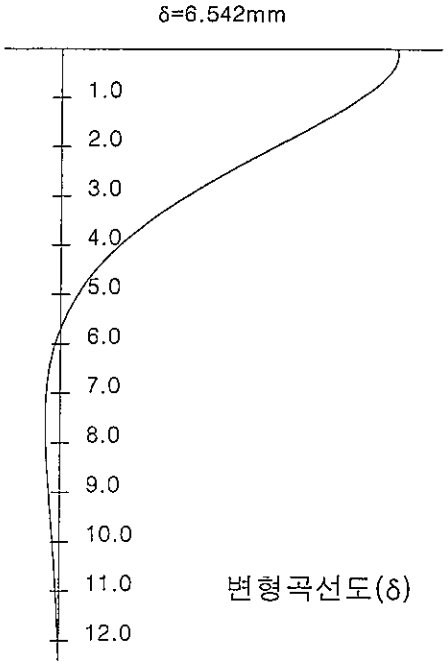
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

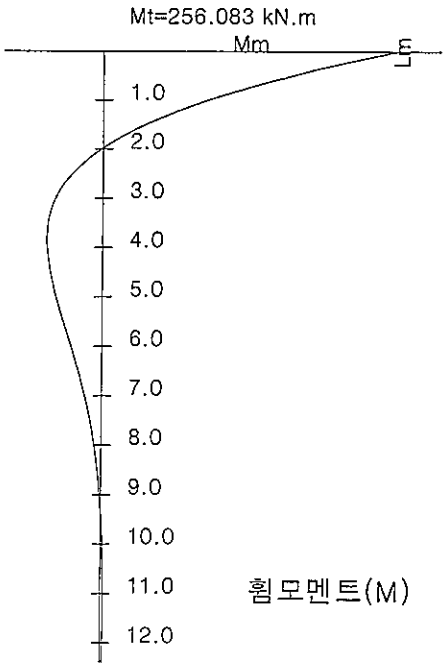
- 최대모멘트 및 깊이 : 256.083 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.542 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.542 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	256.083	-206.967	6.542	
0.827	113.275	-139.398	6.068	
1.653	22.792	-81.785	4.786	
2.480	-26.090	-39.056	3.324	
3.307	-45.872	-11.093	2.024	
4.133	-47.787	4.712	1.029	
4.960	-40.494	11.751	0.357	
5.787	-29.886	13.221	-0.038	
6.613	-19.461	11.670	-0.228	
7.440	-10.925	8.887	-0.283	
8.267	-4.800	5.971	-0.261	
9.093	-0.929	3.493	-0.206	
9.920	1.154	1.659	-0.142	
10.747	1.990	0.462	-0.087	
11.573	2.062	-0.213	-0.044	
12.400	1.742	-0.511	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 지진시

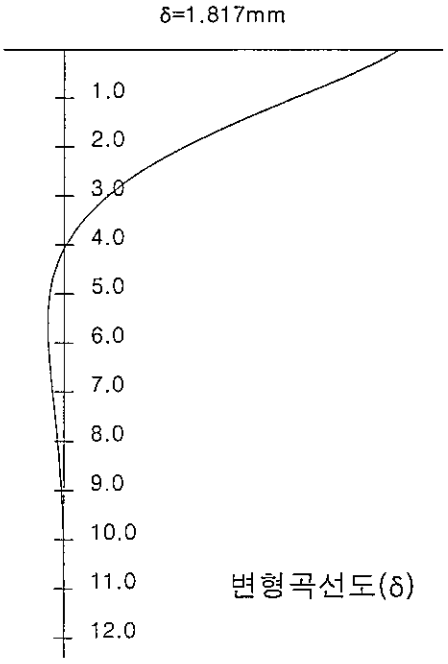
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

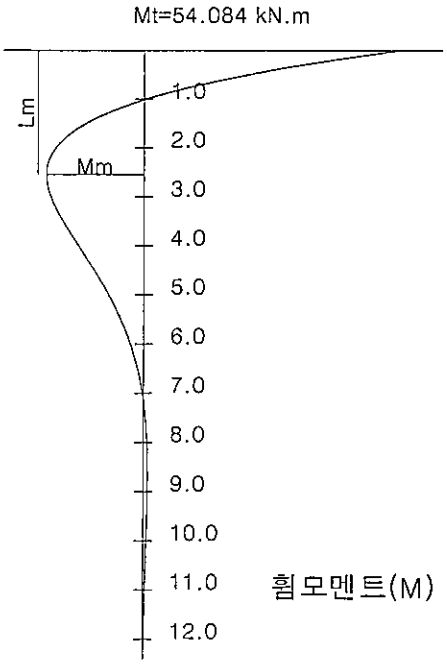
- 최대모멘트 및 깊이 : -20.963 kN.m, 2.545 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.817 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.817 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	54.084	-76.300	1.817	
0.827	6.762	-39.923	1.363	
1.653	-15.113	-14.952	0.848	
2.480	-20.940	-0.734	0.429	
3.307	-18.519	5.533	0.148	
4.133	-13.131	6.920	-0.007	
4.960	-7.737	5.889	-0.072	
5.787	-3.607	4.064	-0.083	
6.613	-0.989	2.327	-0.068	
7.440	0.365	1.035	-0.046	
8.267	0.860	0.239	-0.025	
9.093	0.870	-0.159	-0.011	
9.920	0.670	-0.292	-0.002	
10.747	0.427	-0.280	0.002	
11.573	0.222	-0.210	0.004	
12.400	0.082	-0.130	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	15072.138	26748.727	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	422019.9	748964.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4499653.7	4499653.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	9505518.5	9505518.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0080602	0.0035079	-0.0006788	COMBO 1	0.0137318	0.0052146	-0.0010284
COMBO 2	0.0079394	0.0035079	0.0010444	COMBO 2	0.0142781	0.0048802	0.0017334
COMBO 3	0.0080602	0.0035079	-0.0006788	COMBO 3	0.0137318	0.0052146	-0.0010284
COMBO 4	0.0028525	0.0030863	0.0002406	COMBO 4	0.0028525	0.0030863	0.0002406

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 8.060 ㎜ ≤ 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	0.0080602	0.0021841	-0.0006788	350.994	121.484	0.000
	2	0.0080602	0.0030666	-0.0006788	492.814	121.484	0.000
	3	0.0080602	0.0039491	-0.0006788	634.634	121.484	0.000
	4	0.0080602	0.0048316	-0.0006788	776.454	121.484	0.000
COMBO 2	1	0.0079394	0.0055445	0.0010444	891.015	119.664	0.000
	2	0.0079394	0.0041868	0.0010444	672.820	119.664	0.000
	3	0.0079394	0.0028290	0.0010444	454.625	119.664	0.000
	4	0.0079394	0.0014712	0.0010444	236.431	119.664	0.000
COMBO 3	1	0.0080602	0.0021841	-0.0006788	350.994	121.484	0.000
	2	0.0080602	0.0030666	-0.0006788	492.814	121.484	0.000
	3	0.0080602	0.0039491	-0.0006788	634.634	121.484	0.000
	4	0.0080602	0.0048316	-0.0006788	776.454	121.484	0.000
COMBO 4	1	0.0028525	0.0035556	0.0002406	571.392	76.300	0.000
	2	0.0028525	0.0032428	0.0002406	521.117	76.300	0.000
	3	0.0028525	0.0029299	0.0002406	470.843	76.300	0.000
	4	0.0028525	0.0026171	0.0002406	420.569	76.300	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0137318	0.0032093	-0.0010284	515.741	206.967	0.000
	2	0.0137318	0.0045462	-0.0010284	730.578	206.967	0.000
	3	0.0137318	0.0058830	-0.0010284	945.415	206.967	0.000
	4	0.0137318	0.0072199	-0.0010284	1160.251	206.967	0.000
COMBO 2	1	0.0142781	0.0082604	0.0017334	1327.462	215.202	0.000
	2	0.0142781	0.0060070	0.0017334	965.330	215.202	0.000
	3	0.0142781	0.0037535	0.0017334	603.198	215.202	0.000
	4	0.0142781	0.0015001	0.0017334	241.066	215.202	0.000
COMBO 3	1	0.0137318	0.0032093	-0.0010284	515.741	206.967	0.000
	2	0.0137318	0.0045462	-0.0010284	730.578	206.967	0.000
	3	0.0137318	0.0058830	-0.0010284	945.415	206.967	0.000
	4	0.0137318	0.0072199	-0.0010284	1160.251	206.967	0.000
COMBO 4	1	0.0028525	0.0035556	0.0002406	571.392	76.300	0.000
	2	0.0028525	0.0032428	0.0002406	521.117	76.300	0.000
	3	0.0028525	0.0029299	0.0002406	470.843	76.300	0.000
	4	0.0028525	0.0026171	0.0002406	420.569	76.300	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	1.950	0	350.994	121.484	0.000	7
	2	0.650	0	492.814	121.484	0.000	7
	3	-0.650	0	634.634	121.484	0.000	7
	4	-1.950	0	776.454	121.484	0.000	7
	계			15784.277	3401.551	0.000	28
COMBO 2	1	1.950	0	891.015	119.664	0.000	7
	2	0.650	0	672.820	119.664	0.000	7
	3	-0.650	0	454.625	119.664	0.000	7
	4	-1.950	0	236.431	119.664	0.000	7
	계			15784.237	3350.579	0.000	28
COMBO 3	1	1.950	0	350.994	121.484	0.000	7
	2	0.650	0	492.814	121.484	0.000	7
	3	-0.650	0	634.634	121.484	0.000	7
	4	-1.950	0	776.454	121.484	0.000	7
	계			15784.277	3401.551	0.000	28
COMBO 4	1	1.950	0	571.392	76.300	0.000	7
	2	0.650	0	521.117	76.300	0.000	7
	3	-0.650	0	470.843	76.300	0.000	7
	4	-1.950	0	420.569	76.300	0.000	7
	계			13887.447	2136.387	0.000	28

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	515.741	206.967	0.000	7
	2	0.650	0	730.578	206.967	0.000	7
	3	-0.650	0	945.415	206.967	0.000	7
	4	-1.950	0	1160.251	206.967	0.000	7
	계			23463.894	5795.072	0.000	28
COMBO 2	1	1.950	0	1327.462	215.202	0.000	7
	2	0.650	0	965.330	215.202	0.000	7
	3	-0.650	0	603.198	215.202	0.000	7
	4	-1.950	0	241.066	215.202	0.000	7
	계			21959.383	6025.659	0.000	28
COMBO 3	1	1.950	0	515.741	206.967	0.000	7
	2	0.650	0	730.578	206.967	0.000	7
	3	-0.650	0	945.415	206.967	0.000	7
	4	-1.950	0	1160.251	206.967	0.000	7
	계			23463.894	5795.072	0.000	28
COMBO 4	1	1.950	0	571.392	76.300	0.000	7
	2	0.650	0	521.117	76.300	0.000	7
	3	-0.650	0	470.843	76.300	0.000	7
	4	-1.950	0	420.569	76.300	0.000	7
	계			13887.447	2136.387	0.000	28

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

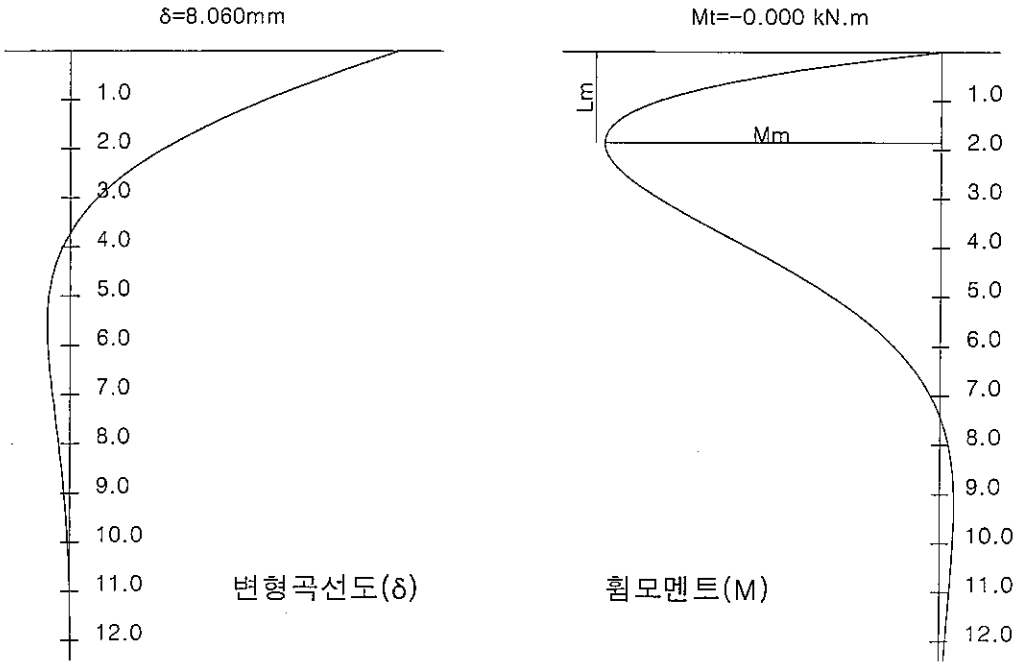
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -92.557 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.060 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.060 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-121.484	8.060	
0.827	-69.348	-51.094	5.337	
1.653	-91.836	-7.312	3.063	
2.480	-87.165	15.699	1.406	
3.307	-69.809	24.422	0.340	
4.133	-49.145	24.543	-0.249	
4.960	-30.402	20.369	-0.498	
5.787	-15.846	14.782	-0.536	
6.613	-5.882	9.456	-0.462	
7.440	0.083	5.180	-0.346	
8.267	3.031	2.162	-0.229	
9.093	3.973	0.289	-0.131	
9.920	3.756	-0.691	-0.060	
10.747	3.000	-1.058	-0.014	
11.573	2.107	-1.058	0.011	
12.400	1.300	-0.876	0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

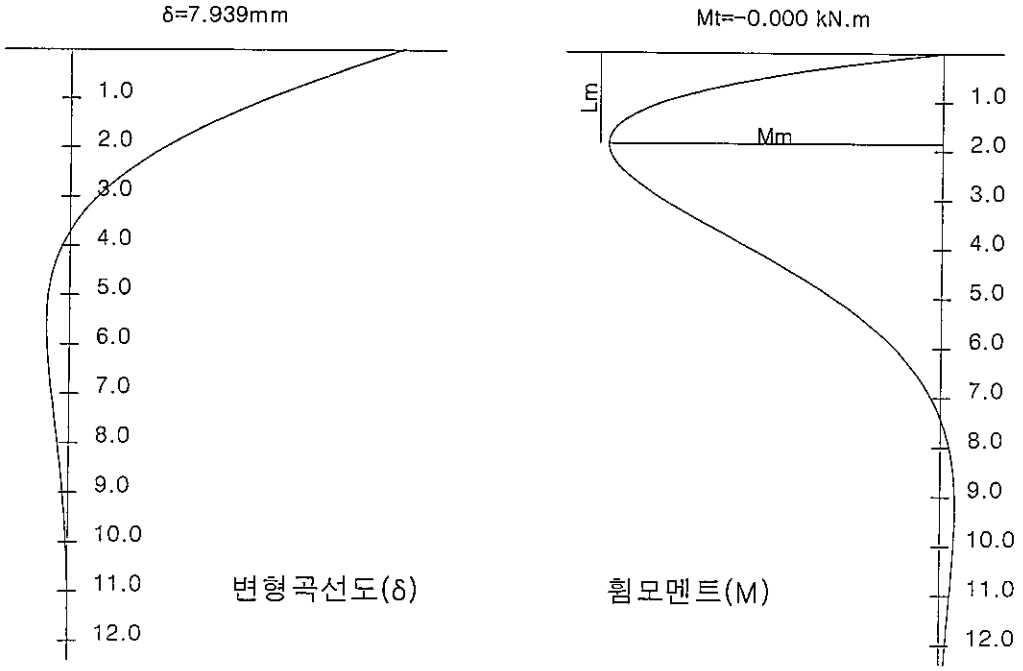
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -91.170 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.939 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.939 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-119.664	7.939	
0.827	-68.309	-50.328	5.257	
1.653	-90.460	-7.202	3.018	
2.480	-85.859	15.464	1.385	
3.307	-68.763	24.056	0.334	
4.133	-48.408	24.175	-0.245	
4.960	-29.946	20.064	-0.490	
5.787	-15.609	14.560	-0.528	
6.613	-5.794	9.315	-0.455	
7.440	0.081	5.102	-0.341	
8.267	2.986	2.129	-0.225	
9.093	3.914	0.285	-0.129	
9.920	3.700	-0.680	-0.059	
10.747	2.955	-1.042	-0.014	
11.573	2.075	-1.043	0.011	
12.400	1.280	-0.863	0.021	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

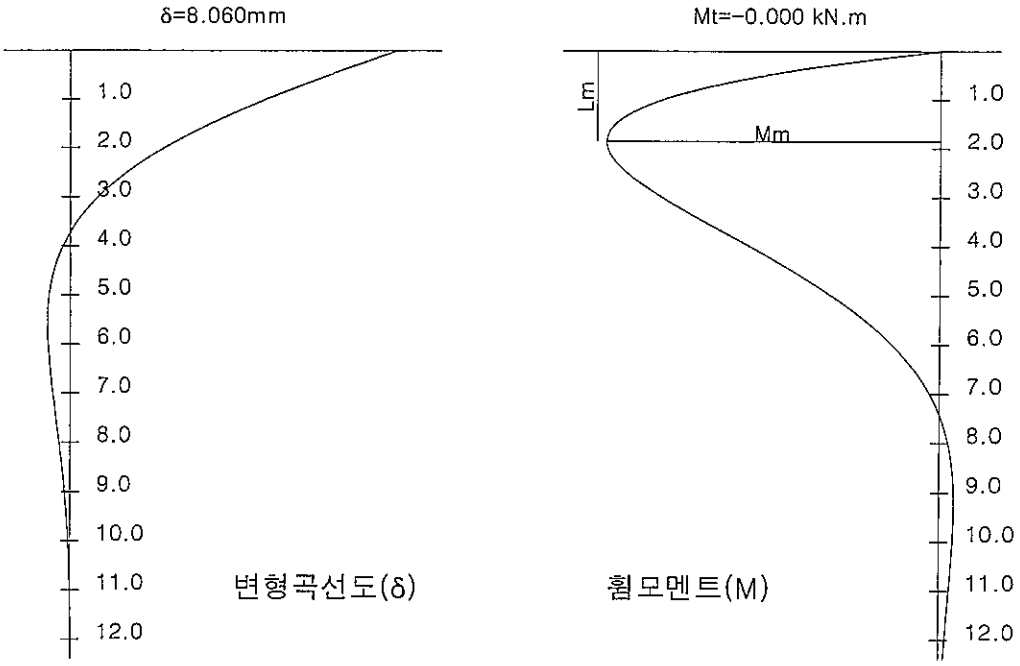
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -92.557 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.060 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.060 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-121.484	8.060	
0.827	-69.348	-51.094	5.337	
1.653	-91.836	-7.312	3.063	
2.480	-87.165	15.699	1.406	
3.307	-69.809	24.422	0.340	
4.133	-49.145	24.543	-0.249	
4.960	-30.402	20.369	-0.498	
5.787	-15.846	14.782	-0.536	
6.613	-5.882	9.456	-0.462	
7.440	0.083	5.180	-0.346	
8.267	3.031	2.162	-0.229	
9.093	3.973	0.289	-0.131	
9.920	3.756	-0.691	-0.060	
10.747	3.000	-1.058	-0.014	
11.573	2.107	-1.058	0.011	
12.400	1.300	-0.876	0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 지진시

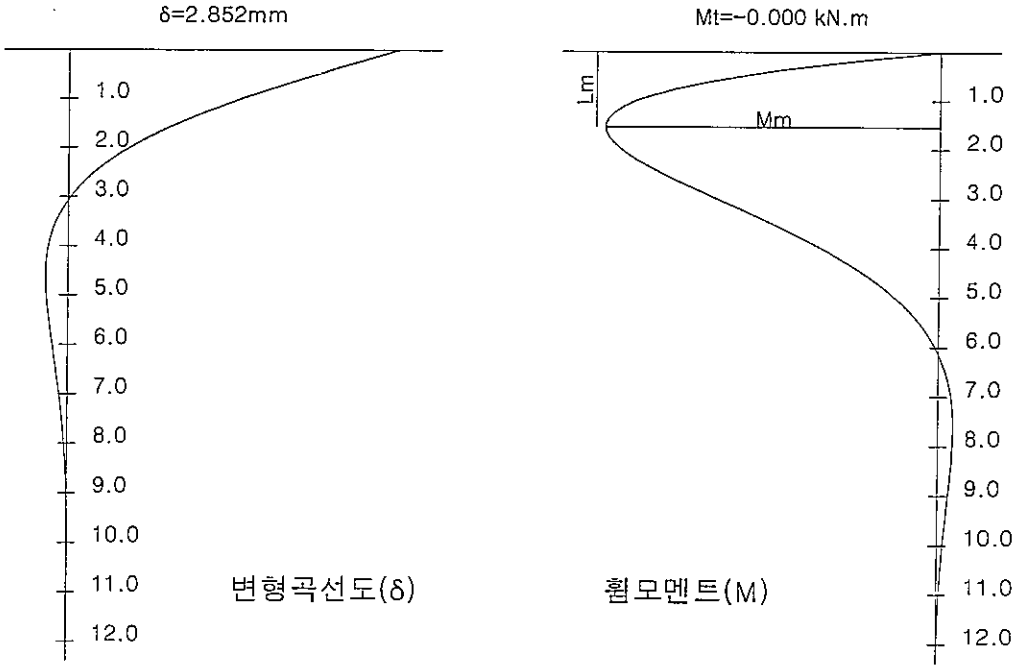
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -48.014 kN.m, 1.533 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.852 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.852 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-76.300	2.852	
0.827	-40.074	-25.012	1.703	
1.653	-47.839	2.850	0.810	
2.480	-39.930	14.124	0.237	
3.307	-27.160	15.639	-0.064	
4.133	-15.306	12.615	-0.178	
4.960	-6.629	8.355	-0.185	
5.787	-1.352	4.567	-0.145	
6.613	1.228	1.870	-0.093	
7.440	2.045	0.274	-0.049	
8.267	1.915	-0.474	-0.019	
9.093	1.410	-0.683	-0.001	
9.920	0.862	-0.613	0.006	
10.747	0.424	-0.438	0.008	
11.573	0.137	-0.261	0.007	
12.400	-0.018	-0.123	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

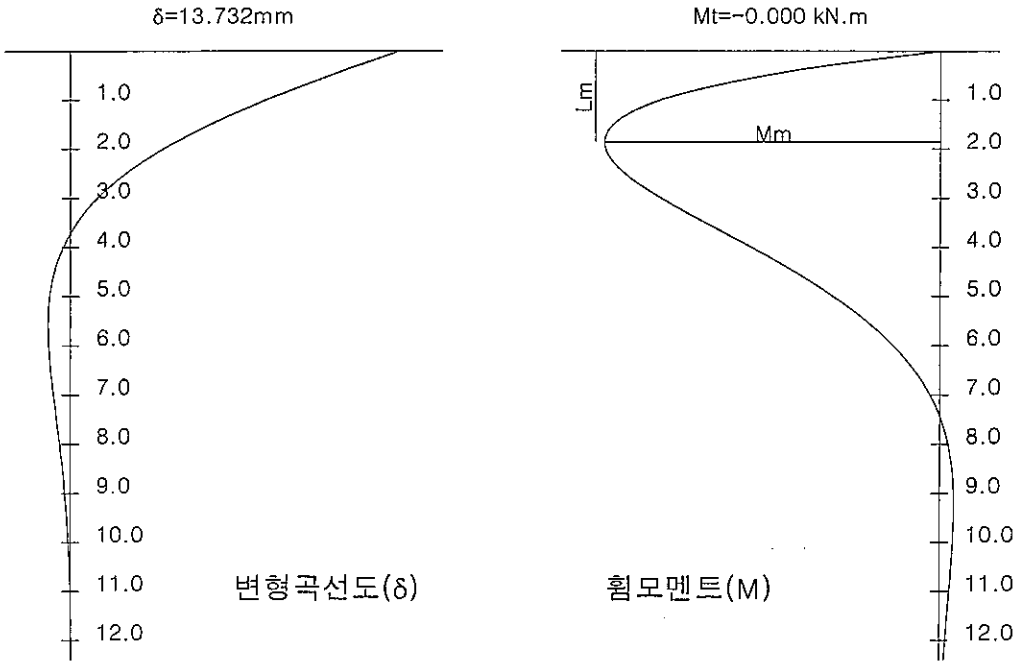
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -157.685 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.732 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.732 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-206.967	13.732	
0.827	-118.145	-87.046	9.092	
1.653	-156.457	-12.457	5.219	
2.480	-148.500	26.746	2.395	
3.307	-118.930	41.607	0.579	
4.133	-83.726	41.812	-0.424	
4.960	-51.794	34.702	-0.848	
5.787	-26.997	25.183	-0.913	
6.613	-10.021	16.111	-0.788	
7.440	0.141	8.824	-0.589	
8.267	5.164	3.683	-0.389	
9.093	6.769	0.493	-0.223	
9.920	6.399	-1.176	-0.102	
10.747	5.111	-1.803	-0.024	
11.573	3.590	-1.803	0.019	
12.400	2.215	-1.492	0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

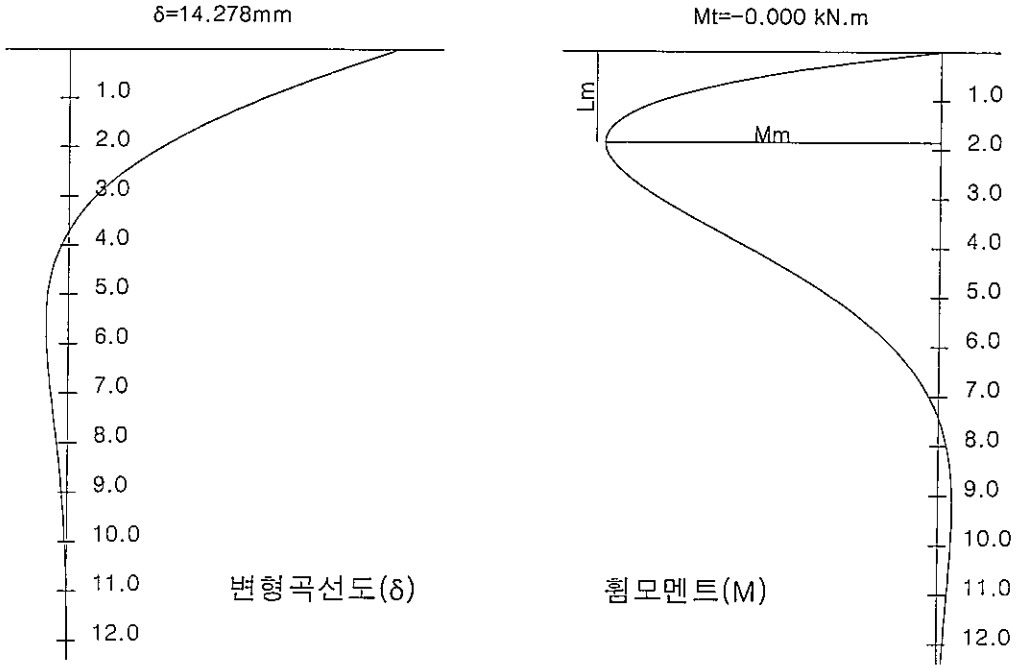
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -163.959 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 14.278 mm
- 지표면에서의 변위 : 14.278 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-215.202	14.278	
0.827	-122.846	-90.510	9.454	
1.653	-162.682	-12.953	5.427	
2.480	-154.409	27.810	2.490	
3.307	-123.663	43.262	0.602	
4.133	-87.057	43.476	-0.440	
4.960	-53.855	36.082	-0.882	
5.787	-28.071	26.185	-0.949	
6.613	-10.420	16.752	-0.819	
7.440	0.146	9.176	-0.613	
8.267	5.370	3.829	-0.405	
9.093	7.039	0.513	-0.232	
9.920	6.653	-1.223	-0.106	
10.747	5.314	-1.875	-0.025	
11.573	3.732	-1.875	0.020	
12.400	2.303	-1.552	0.038	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

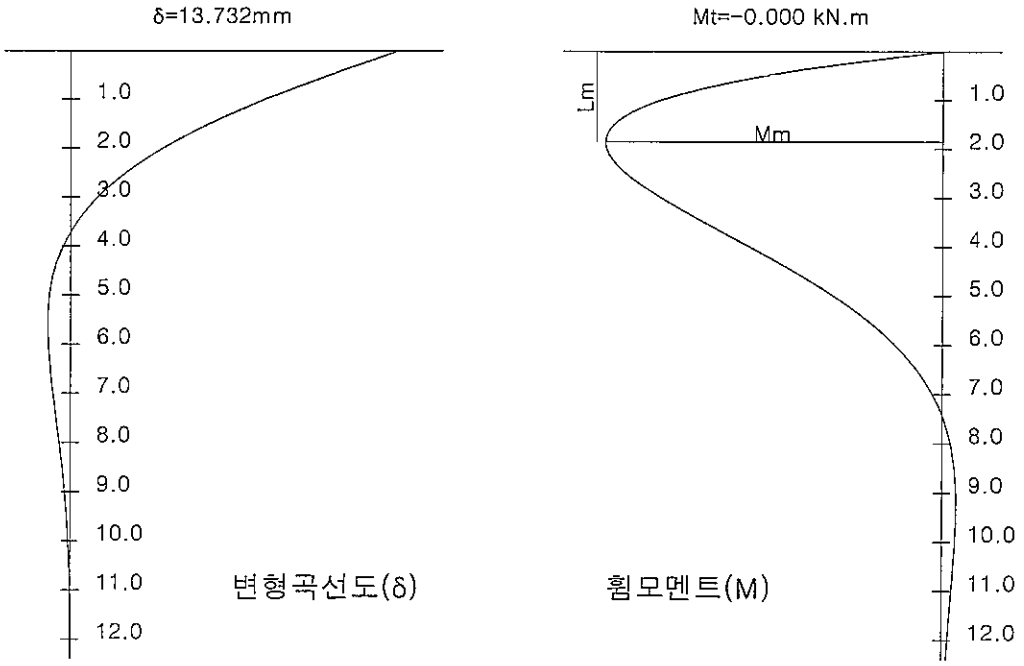
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -157.685 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.732 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.732 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-206.967	13.732	
0.827	-118.145	-87.046	9.092	
1.653	-156.457	-12.457	5.219	
2.480	-148.500	26.746	2.395	
3.307	-118.930	41.607	0.579	
4.133	-83.726	41.812	-0.424	
4.960	-51.794	34.702	-0.848	
5.787	-26.997	25.183	-0.913	
6.613	-10.021	16.111	-0.788	
7.440	0.141	8.824	-0.589	
8.267	5.164	3.683	-0.389	
9.093	6.769	0.493	-0.223	
9.920	6.399	-1.176	-0.102	
10.747	5.111	-1.803	-0.024	
11.573	3.590	-1.803	0.019	
12.400	2.215	-1.492	0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

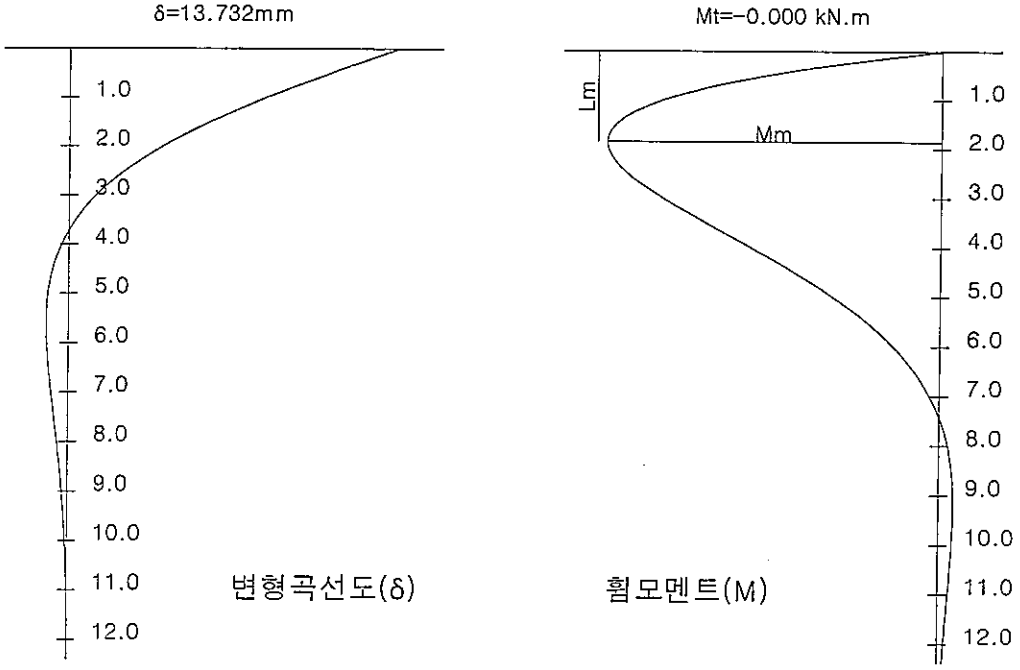
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -157.685 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.732 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.732 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-206.967	13.732	
0.827	-118.145	-87.046	9.092	
1.653	-156.457	-12.457	5.219	
2.480	-148.500	26.746	2.395	
3.307	-118.930	41.607	0.579	
4.133	-83.726	41.812	-0.424	
4.960	-51.794	34.702	-0.848	
5.787	-26.997	25.183	-0.913	
6.613	-10.021	16.111	-0.788	
7.440	0.141	8.824	-0.589	
8.267	5.164	3.683	-0.389	
9.093	6.769	0.493	-0.223	
9.920	6.399	-1.176	-0.102	
10.747	5.111	-1.803	-0.024	
11.573	3.590	-1.803	0.019	
12.400	2.215	-1.492	0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : 지진시

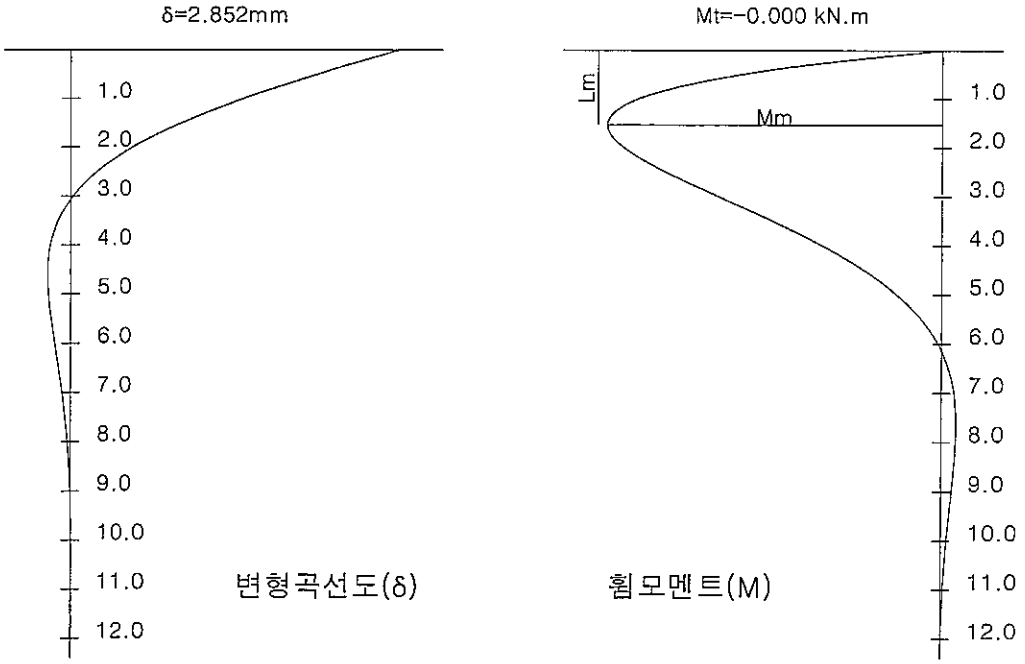
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -48.014 kN.m, 1.533 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.852 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.852 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-76.300	2.852	
0.827	-40.074	-25.012	1.703	
1.653	-47.839	2.850	0.810	
2.480	-39.930	14.124	0.237	
3.307	-27.160	15.639	-0.064	
4.133	-15.306	12.615	-0.178	
4.960	-6.629	8.355	-0.185	
5.787	-1.352	4.567	-0.145	
6.613	1.228	1.870	-0.093	
7.440	2.045	0.274	-0.049	
8.267	1.915	-0.474	-0.019	
9.093	1.410	-0.683	-0.001	
9.920	0.862	-0.613	0.006	
10.747	0.424	-0.438	0.008	
11.573	0.137	-0.261	0.007	
12.400	-0.018	-0.123	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 1364.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2046.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 8.0602 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.8525 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

주면 마찰력을 고려하지 않으므로 인발력이 발생해서는 않된다.

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	635.102	492.346	1364.000	0.000	O.K
	HINGE	776.454	350.994	1364.000	0.000	O.K
COMBO 2	FIX	971.036	156.409	1364.000	0.000	O.K
	HINGE	891.015	236.431	1364.000	0.000	O.K
COMBO 3	FIX	635.102	492.346	1364.000	0.000	O.K
	HINGE	776.454	350.994	1364.000	0.000	O.K
COMBO 4	FIX	621.315	370.645	2046.000	0.000	O.K
	HINGE	571.392	420.569	2046.000	0.000	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 : 12.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 12.40/0.508 = 24.409 < 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	635.102	153.131	123.048	161.00	O.K
	HINGE	776.454	92.557	99.670	161.00	O.K
COMBO 2	FIX	971.036	86.690	109.062	161.00	O.K
	HINGE	891.015	91.170	106.308	161.00	O.K
COMBO 3	FIX	635.102	153.131	123.048	161.00	O.K
	HINGE	776.454	92.557	99.670	161.00	O.K
COMBO 4	FIX	621.315	54.084	69.040	210.00	O.K
	HINGE	571.392	48.014	62.568	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

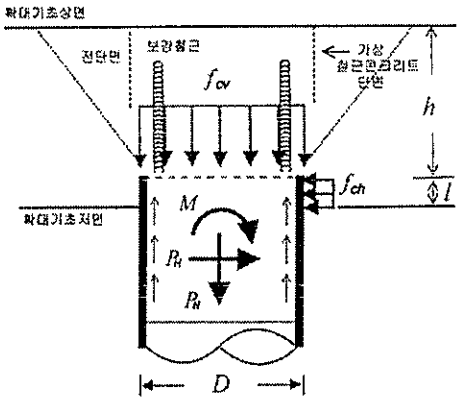
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	121.484	15.651	92.000	O.K
	HINGE	121.484	15.651	92.000	O.K
COMBO 2	FIX	119.664	15.417	92.000	O.K
	HINGE	119.664	15.417	92.000	O.K
COMBO 3	FIX	121.484	15.651	92.000	O.K
	HINGE	121.484	15.651	92.000	O.K
COMBO 4	FIX	76.300	9.830	120.000	O.K
	HINGE	76.300	9.830	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 = 971036.3 / (π/4 x 508 ²)
= 4.791 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 621315.4 / (π/4 x 508 ²)
= 3.065 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 971036.3 / {π x (508 + 900) x 900 }
= 0.244 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 621315.4 / {π x (508 + 900) x 900 }
= 0.156 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
※ 원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) 2002]

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 = 121483.981 / (508 x 100)
= 2.391 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 76299.520 / (508 x 100)
= 1.502 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

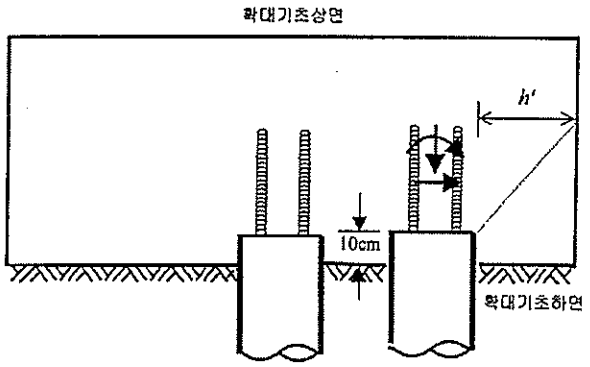
τh = 121483.981 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.205 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 76299.520 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.128 MPa ≤ τa3' = 1.264 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

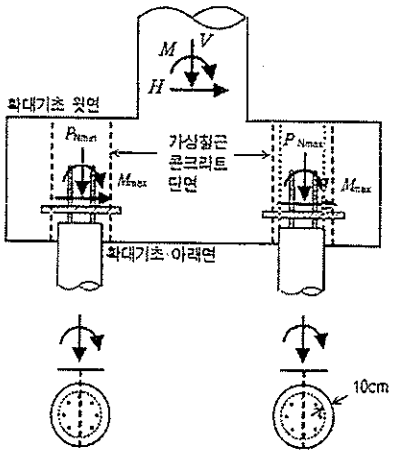
- 해설 표: 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

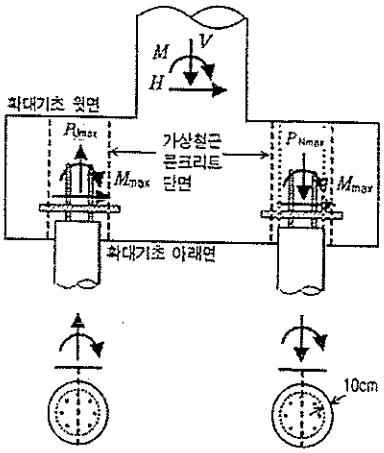
* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 가상철근콘크리트 단면의 응력 : PNmax - M



(a) P_{Nmin} - M , P_{Nmax} - M 조건



(b) P_{Umax} - M , P_{Nmax} - M 조건

a. 콘크리트의 휨압축응력

$$f_c = \frac{M}{r^3} \cdot C < f_{ca}$$

fca : 상시, 콘크리트의 허용휨압축응력 = 0.4 fck (MPa)
fca' : 지진시,콘크리트의 허용휨압축응력 = 1.33 fca (MPa)
C : 콘크리트의 휨압축응력 계수
M : 변위법으로 결정된 말뚝머리부의 휨모멘트 (kN.m)

* 콘크리트 휨압축응력 (상시)
fc = (153.131 + 971.036 x 354.000) / 354.000 ³ x 0.618
= 6.926 MPa < fca = 10.800 MPa ∴ O.K
* 콘크리트 휨압축응력 (지진시)
fc = (54.084 + 621.315 x 354.000) / 354.000 ³ x 0.536
= 3.308 MPa < fca' = 14.364 MPa ∴ O.K

b. 보강철근의 휨인장응력

$$f_s = \frac{M}{r^3} \cdot S \cdot n < f_{sa}$$

fsa : 상시, 보강철근의 허용인장응력 (MPa)
fsa' : 지진시,보강철근의 허용인장응력 (MPa)
S : 보강철근의 휨인장응력 계수

* 보강철근의 휨인장응력 (상시)
fs = (153.131 + 971.036 x 0.354)/ 0.354 ³ x 0.112 x 15.000 /1000
= 18.823 MPa < fsa = 150.000 MPa ∴ O.K
* 보강철근의 휨인장응력 (지진시)
fs = (54.084 + 621.315 x 0.354)/ 0.354 ³ x 0.000 x 15.000 /1000
= 0.026 MPa < fsa' = 199.500 MPa ∴ O.K

c. C.S의 산정 : 상시

e = 153130.838 x 1000 / 971036.311 = 157.698

r = 354.000 mm, rs = 232.450 mm

α = rs / r = 232.450 / 354.000 = 0.657

β = e / r = 157.698 / 354.000 = 0.445

Φ = 113.7357 도, np = 15 x 2292.000 / 393691.825 = 0.087

$$\beta = \frac{\frac{\phi}{4} - \sin\phi\cos\phi\left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\phi\right) + \frac{\pi np}{2}\alpha^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2+\cos^2\phi\right) - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$

단, 0 ≤ Φ ≤ cos-1(-α)

$$C = \frac{1-\cos\phi}{\frac{2\sin^3\phi}{3} - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np\left(\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi\right)}$$

C = 0.618

S = C x (α + cosΦ) / (1 - cosΦ)

= 0.618 x (0.657 + cos113.736) / (1 - cos113.736)

= 0.112

d. C.S의 산정 : 지진시

e = 54084.244 x 1000 / 621315.442 = 87.048

r = 354.000 mm, rs = 232.450 mm

α = rs / r = 232.450 / 354.000 = 0.657

β = e / r = 87.048 / 354.000 = 0.246

Φ = 130.9785 도, np = 15 x 2292.000 / 393691.825 = 0.087

$$\beta = \frac{\frac{\phi}{4} - \sin\phi\cos\phi\left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\phi\right) + \frac{\pi np}{2}\alpha^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2+\cos^2\phi\right) - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$

단, 0 ≤ Φ ≤ cos-1(-α)

$$C = \frac{1-\cos\phi}{\frac{2\sin^3\phi}{3} - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np\left(\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi\right)}$$

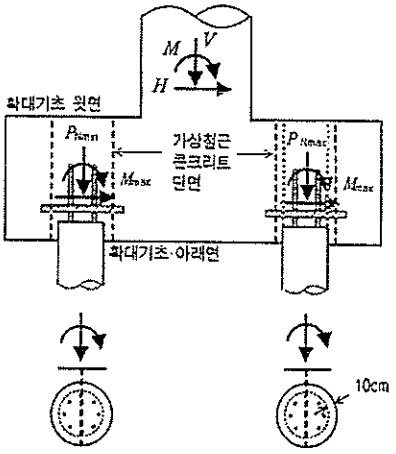
C = 0.536

S = C x (α + cosΦ) / (1 - cosΦ)

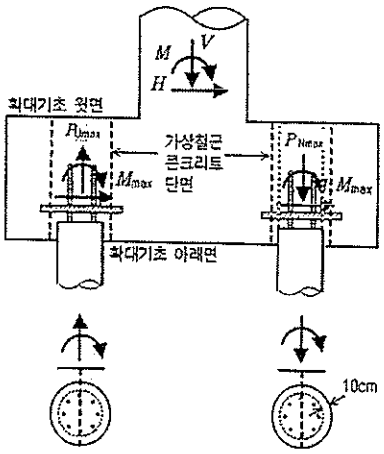
= 0.536 x (0.657 + cos130.978) / (1 - cos130.978)

= 0.000

⑦ 가상철근콘크리트 단면의 응력 : PNmin - M



(a) P_{Nmin} - M , P_{Nmax} - M 조건



(b) P_{Umax} - M , P_{Nmax} - M 조건

a. 콘크리트의 휨압축응력

$$f_c = \frac{M}{r^3} \cdot C < f_{ca}$$

fca : 상시, 콘크리트의 허용휨압축응력 = 0.4 fck (MPa)
fca' : 지진시,콘크리트의 허용휨압축응력 = 1.33 fca (MPa)
C : 콘크리트의 휨압축응력 계수
M : 변위법으로 결정된 말뚝머리부의 휨모멘트 (kN.m)

* 콘크리트 휨압축응력 (상시)
fc = (153.131 + 156.409 x 354.000) / 354.000 ³ x 2.164
= 10.169 MPa < fca = 10.800 MPa ∴ O.K
* 콘크리트 휨압축응력 (지진시)
fc = (54.084 + 370.645 x 354.000) / 354.000 ³ x 0.587
= 2.452 MPa < fca' = 14.364 MPa ∴ O.K

b. 보강철근의 휨인장응력

$$f_s = \frac{M}{r^3} \cdot S \cdot n < f_{sa}$$

fsa : 상시, 보강철근의 허용인장응력 (MPa)
fsa' : 지진시,보강철근의 허용인장응력 (MPa)
S : 보강철근의 휨인장응력 계수

* 보강철근의 휨인장응력 (상시)
fs = (153.131 + 156.409 x 0.354)/ 0.354 ³ x 3.950 x 15.000 /1000
= 278.483 MPa ≥ fsa = 150.000 MPa ∴ N.G
* 보강철근의 휨인장응력 (지진시)
fs = (54.084 + 370.645 x 0.354)/ 0.354 ³ x 0.068 x 15.000 /1000
= 4.263 MPa < fsa' = 199.500 MPa ∴ O.K

c. C.S의 산정 : 상시

e = 153130.838 x 1000 / 156409.175 = 979.040

r = 354.000 mm, rs = 232.450 mm

α = rs / r = 232.450 / 354.000 = 0.657

β = e / r = 979.040 / 354.000 = 2.766

Φ = 65.5605 도, np = 15 x 2292.000 / 393691.825 = 0.087

$$\beta = \frac{\frac{\phi}{4} - \sin\phi\cos\phi\left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\phi\right) + \frac{\pi np}{2}\alpha^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2+\cos^2\phi\right) - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$

단, 0 ≤ Φ ≤ cos-1(-α)

$$C = \frac{1-\cos\phi}{\frac{2\sin^3\phi}{3} - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np\left(\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi\right)}$$

C = 2.164

S = C x (α + cosΦ) / (1 - cosΦ)

= 2.164 x (0.657 + cos65.560) / (1 - cos65.560)

= 3.950

d. C.S의 산정 : 지진시

e = 54084.244 x 1000 / 370645.039 = 145.919

r = 354.000 mm, rs = 232.450 mm

α = rs / r = 232.450 / 354.000 = 0.657

β = e / r = 145.919 / 354.000 = 0.412

Φ = 118.9826 도, np = 15 x 2292.000 / 393691.825 = 0.087

$$\beta = \frac{\frac{\phi}{4} - \sin\phi\cos\phi\left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\phi\right) + \frac{\pi np}{2}\alpha^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2+\cos^2\phi\right) - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$

단, 0 ≤ Φ ≤ cos-1(-α)

$$C = \frac{1-\cos\phi}{\frac{2\sin^3\phi}{3} - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np\left(\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi\right)}$$

C = 0.587

S = C x (α + cosΦ) / (1 - cosΦ)

= 0.587 x (0.657 + cos118.983) / (1 - cos118.983)

= 0.068

⑧ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 202683.0)

= 3256102.261 N ≥ PNmax = 1476379.998 N ∴ O.K

⑨ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\cdot\sqrt{f_{ck1}}\cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 4266.3 x 850)

= 5024804.655 N ≥ PNmax = 1476379.998 N ∴ O.K

16.2 종점측 기초 말뚝검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	10.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = $\pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736\ m^4$

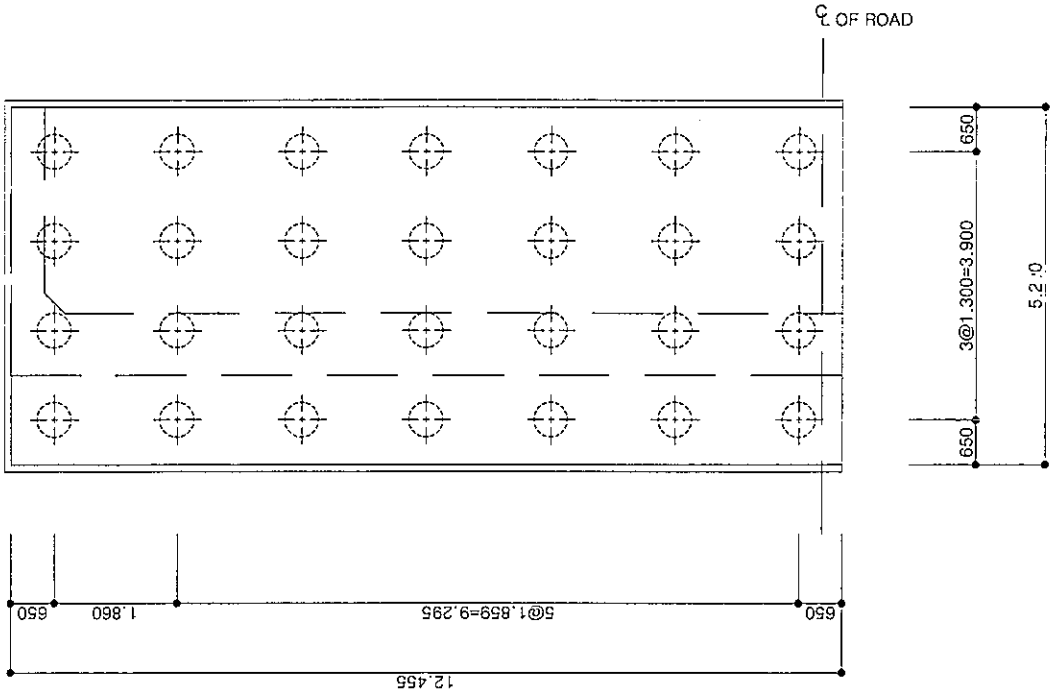
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	15783.098	3346.978	9920.332	평상시(측력 최대)
	COMBO 2	15783.098	3346.978	9920.332	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	15783.057	3397.950	-6462.369	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13891.262	2141.964	2391.571	지진시
계수하중	COMBO 1	23462.324	5788.949	-9785.989	평상시(측력 최대)
	COMBO 2	21958.005	6019.536	16462.309	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	23462.324	5788.949	-9785.989	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13891.262	2141.964	2391.571	지진시

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 ㎡ : 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.585

Kv = a x Ap x Ep / L = 174807.946 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 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	2.044	45177.98
2.044	2.331	26721.99
2.331	2.360	25438.32
2.360	2.363	25321.18
2.363	2.363	25310.23
2.363	2.363	25309.20
2.363	2.363	25309.10

Kh = 25309.09 kN/㎥

β = 0.423 m-1

βL = 0.423 x 10.9000 = 4.612 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.504	1.719	90355.95
1.719	1.929	57032.23
1.929	1.950	54624.28
1.950	1.952	54403.81
1.952	1.952	54383.19
1.952	1.952	54381.25
1.952	1.952	54381.07

Kh = 54381.06 kN/㎥

β = 0.512 m-1

βL = 0.512 x 10.9000 = 5.584 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	30144.275	53497.454	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	35618.248	52210.525	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	35618.248	52210.525	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	84172.504	101909.109	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	844039.7	1497928.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-997310.9	-1461894.7
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4894622.5	4894622.5
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	12696720.1	13193345.1
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0053888	0.0032246	0.0012046	COMBO 1	0.0065564	0.0047935	-0.0002558
COMBO 2	0.0053888	0.0032246	0.0012046	COMBO 2	0.0095502	0.0044861	0.0020467
COMBO 3	0.0037748	0.0032246	-0.0002125	COMBO 3	0.0065564	0.0047935	-0.0002558
COMBO 4	0.0018017	0.0028381	0.0003809	COMBO 4	0.0018017	0.0028381	0.0003809

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.389 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	0.0053888	0.0055736	0.0012046	974.305	119.535	-90.544
	2	0.0053888	0.0040076	0.0012046	700.556	119.535	-90.544
	3	0.0053888	0.0024416	0.0012046	426.808	119.535	-90.544
	4	0.0053888	0.0008756	0.0012046	153.059	119.535	-90.544
COMBO 2	1	0.0053888	0.0055736	0.0012046	974.305	119.535	-90.544
	2	0.0053888	0.0040076	0.0012046	700.556	119.535	-90.544
	3	0.0053888	0.0024416	0.0012046	426.808	119.535	-90.544
	4	0.0053888	0.0008756	0.0012046	153.059	119.535	-90.544
COMBO 3	1	0.0037748	0.0028102	-0.0002125	491.252	121.355	-152.335
	2	0.0037748	0.0030865	-0.0002125	539.538	121.355	-152.335
	3	0.0037748	0.0033627	-0.0002125	587.823	121.355	-152.335
	4	0.0037748	0.0036389	-0.0002125	636.109	121.355	-152.335
COMBO 4	1	0.0018017	0.0035808	0.0003809	625.959	76.499	-55.249
	2	0.0018017	0.0030857	0.0003809	539.397	76.499	-55.249
	3	0.0018017	0.0025905	0.0003809	452.836	76.499	-55.249
	4	0.0018017	0.0020953	0.0003809	366.274	76.499	-55.249

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0065564	0.0042948	-0.0002558	750.761	206.748	-255.056
	2	0.0065564	0.0046273	-0.0002558	808.880	206.748	-255.056
	3	0.0065564	0.0049597	-0.0002558	867.000	206.748	-255.056
	4	0.0065564	0.0052922	-0.0002558	925.119	206.748	-255.056
COMBO 2	1	0.0095502	0.0084773	0.0020467	1481.897	214.983	-167.883
	2	0.0095502	0.0058165	0.0020467	1016.775	214.983	-167.883
	3	0.0095502	0.0031558	0.0020467	551.654	214.983	-167.883
	4	0.0095502	0.0004950	0.0020467	86.532	214.983	-167.883
COMBO 3	1	0.0065564	0.0042948	-0.0002558	750.761	206.748	-255.056
	2	0.0065564	0.0046273	-0.0002558	808.880	206.748	-255.056
	3	0.0065564	0.0049597	-0.0002558	867.000	206.748	-255.056
	4	0.0065564	0.0052922	-0.0002558	925.119	206.748	-255.056
COMBO 4	1	0.0018017	0.0035808	0.0003809	625.959	76.499	-55.249
	2	0.0018017	0.0030857	0.0003809	539.397	76.499	-55.249
	3	0.0018017	0.0025905	0.0003809	452.836	76.499	-55.249
	4	0.0018017	0.0020953	0.0003809	366.274	76.499	-55.249

▣ 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	1.950	0	974.305	119.535	-90.544	7
	2	0.650	0	700.556	119.535	-90.544	7
	3	-0.650	0	426.808	119.535	-90.544	7
	4	-1.950	0	153.059	119.535	-90.544	7
	계			15783.098	3346.978	9920.332	28
COMBO 2	1	1.950	0	974.305	119.535	-90.544	7
	2	0.650	0	700.556	119.535	-90.544	7
	3	-0.650	0	426.808	119.535	-90.544	7
	4	-1.950	0	153.059	119.535	-90.544	7
	계			15783.098	3346.978	9920.332	28
COMBO 3	1	1.950	0	491.252	121.355	-152.335	7
	2	0.650	0	539.538	121.355	-152.335	7
	3	-0.650	0	587.823	121.355	-152.335	7
	4	-1.950	0	636.109	121.355	-152.335	7
	계			15783.057	3397.950	-6462.369	28
COMBO 4	1	1.950	0	625.959	76.499	-55.249	7
	2	0.650	0	539.397	76.499	-55.249	7
	3	-0.650	0	452.836	76.499	-55.249	7
	4	-1.950	0	366.274	76.499	-55.249	7
	계			13891.262	2141.964	2391.571	28

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	750.761	206.748	-255.056	7
	2	0.650	0	808.880	206.748	-255.056	7
	3	-0.650	0	867.000	206.748	-255.056	7
	4	-1.950	0	925.119	206.748	-255.056	7
	계			23462.324	5788.949	-9785.989	28
COMBO 2	1	1.950	0	1481.897	214.983	-167.883	7
	2	0.650	0	1016.775	214.983	-167.883	7
	3	-0.650	0	551.654	214.983	-167.883	7
	4	-1.950	0	86.532	214.983	-167.883	7
	계			21958.005	6019.536	16462.309	28
COMBO 3	1	1.950	0	750.761	206.748	-255.056	7
	2	0.650	0	808.880	206.748	-255.056	7
	3	-0.650	0	867.000	206.748	-255.056	7
	4	-1.950	0	925.119	206.748	-255.056	7
	계			23462.324	5788.949	-9785.989	28
COMBO 4	1	1.950	0	625.959	76.499	-55.249	7
	2	0.650	0	539.397	76.499	-55.249	7
	3	-0.650	0	452.836	76.499	-55.249	7
	4	-1.950	0	366.274	76.499	-55.249	7
	계			13891.262	2141.964	2391.571	28

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

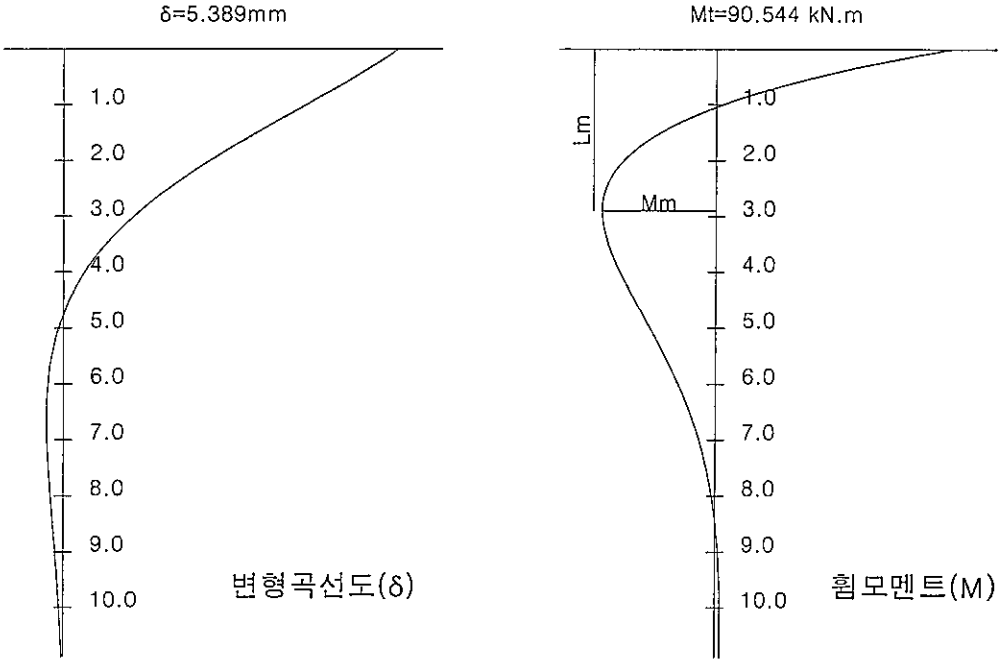
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.031 kN.m, 2.898 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.389 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.389 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	90.544	-119.535	5.389	
0.727	20.737	-74.221	4.342	
1.453	-19.888	-39.402	3.173	
2.180	-39.086	-15.098	2.099	
2.907	-44.030	0.141	1.227	
3.633	-40.581	8.360	0.585	
4.360	-33.073	11.642	0.156	
5.087	-24.416	11.797	-0.097	
5.813	-16.340	10.240	-0.221	
6.540	-9.702	7.975	-0.257	
7.267	-4.764	5.641	-0.241	
7.993	-1.432	3.595	-0.198	
8.720	0.569	1.989	-0.148	
9.447	1.571	0.844	-0.100	
10.173	1.895	0.108	-0.060	
10.900	1.806	-0.305	-0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

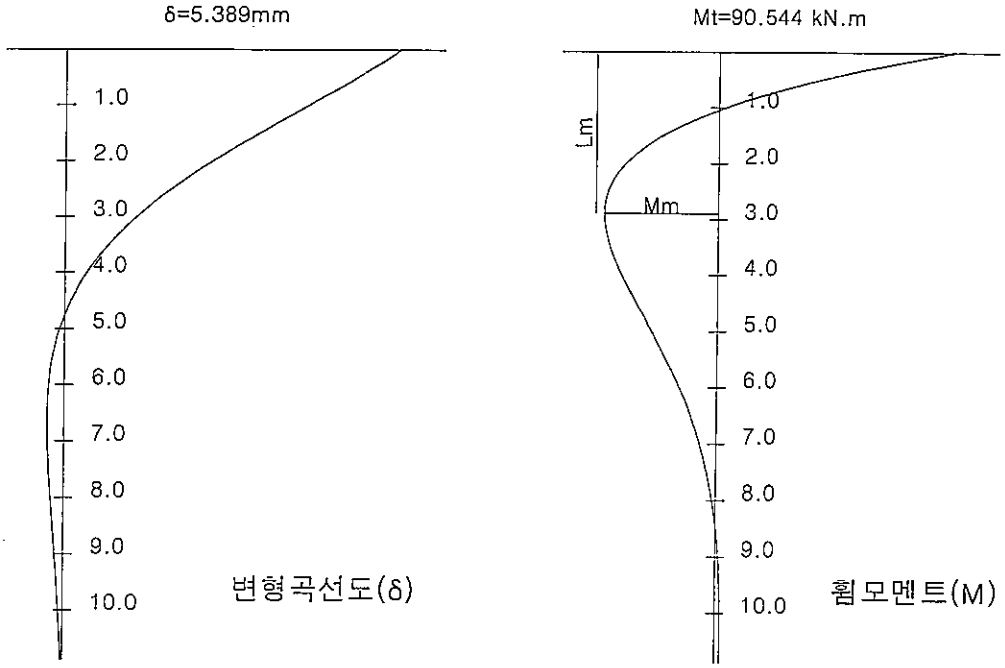
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.031 kN.m, 2.898 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.389 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.389 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	90.544	-119.535	5.389	
0.727	20.737	-74.221	4.342	
1.453	-19.888	-39.402	3.173	
2.180	-39.086	-15.098	2.099	
2.907	-44.030	0.141	1.227	
3.633	-40.581	8.360	0.585	
4.360	-33.073	11.642	0.156	
5.087	-24.416	11.797	-0.097	
5.813	-16.340	10.240	-0.221	
6.540	-9.702	7.975	-0.257	
7.267	-4.764	5.641	-0.241	
7.993	-1.432	3.595	-0.198	
8.720	0.569	1.989	-0.148	
9.447	1.571	0.844	-0.100	
10.173	1.895	0.108	-0.060	
10.900	1.806	-0.305	-0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

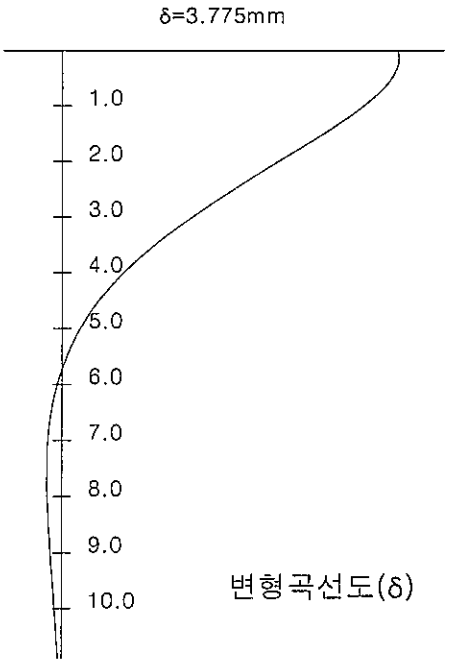
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

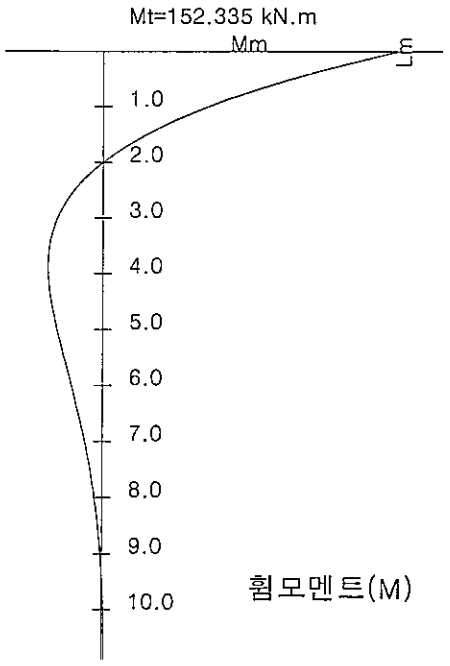
- 최대모멘트 및 깊이 : 152.335 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.775 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.775 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	152.335	-121.355	3.775	
0.727	76.834	-86.730	3.597	
1.453	25.331	-55.950	3.001	
2.180	-6.036	-31.529	2.261	
2.907	-22.156	-13.942	1.547	
3.633	-27.790	-2.495	0.946	
4.360	-26.972	4.041	0.489	
5.087	-22.779	7.013	0.174	
5.813	-17.345	7.644	-0.020	
6.540	-11.995	6.923	-0.123	
7.267	-7.435	5.570	-0.161	
7.993	-3.935	4.064	-0.159	
8.720	-1.496	2.685	-0.136	
9.447	0.030	1.566	-0.105	
10.173	0.852	0.743	-0.073	
10.900	1.177	0.195	-0.046	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : 지진시

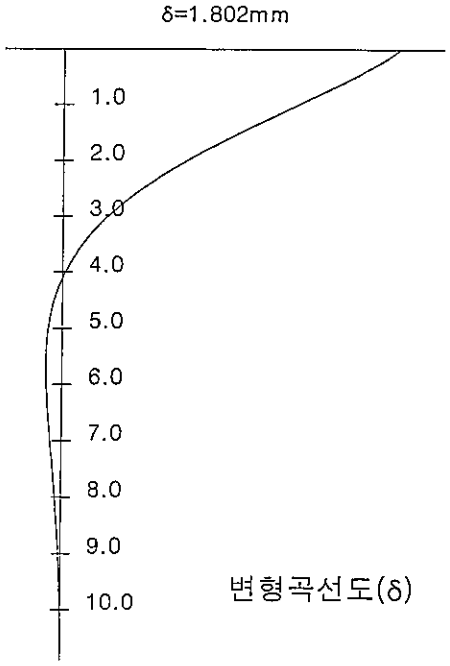
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.680 kN.m, 2.570 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.802 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.802 mm

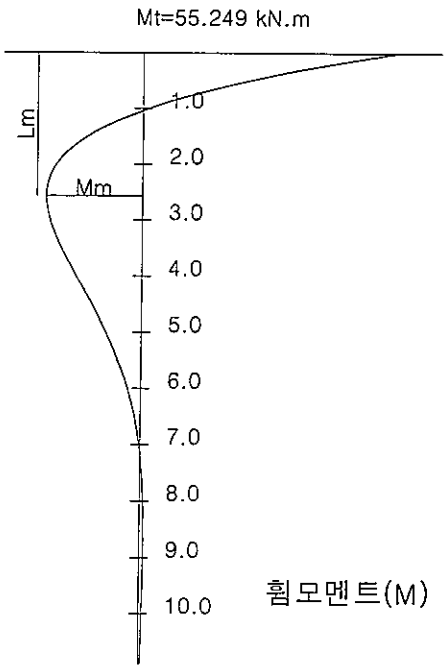
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	55.249	-76.499	1.802	
0.727	11.886	-44.123	1.422	
1.453	-10.979	-20.317	0.970	
2.180	-19.741	-5.129	0.570	
2.907	-20.131	3.064	0.271	
3.633	-16.470	6.370	0.077	
4.360	-11.585	6.723	-0.029	
5.087	-7.052	5.606	-0.075	
5.813	-3.552	4.005	-0.082	
6.540	-1.211	2.479	-0.069	
7.267	0.132	1.281	-0.050	
7.993	0.745	0.467	-0.032	
8.720	0.894	-0.009	-0.017	
9.447	0.793	-0.233	-0.006	
10.173	0.594	-0.295	0.000	
10.900	0.386	-0.268	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

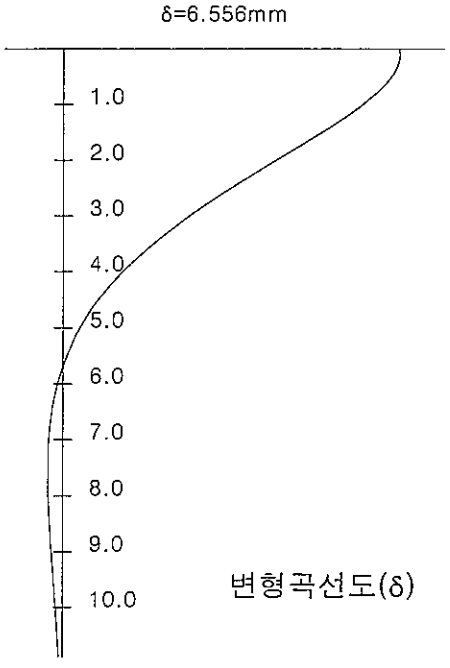
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

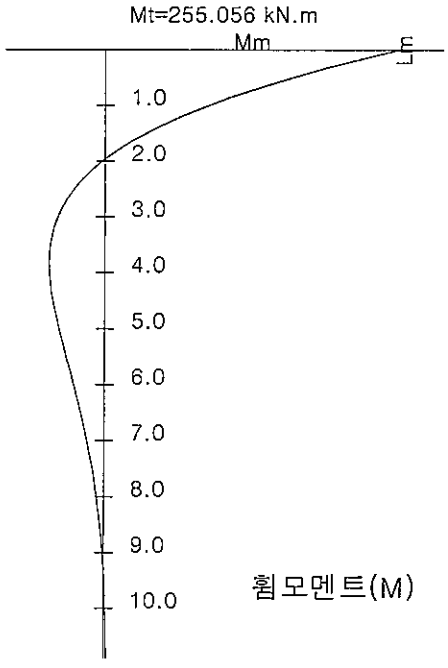
- 최대모멘트 및 깊이 : 255.056 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.556 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.556 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	255.056	-206.748	6.556	
0.727	126.771	-146.916	6.188	
1.453	39.786	-94.139	5.129	
2.180	-12.774	-52.516	3.843	
2.907	-39.414	-22.709	2.613	
3.633	-48.337	-3.437	1.585	
4.360	-46.439	7.460	0.809	
5.087	-38.956	12.315	0.277	
5.813	-29.493	13.227	-0.050	
6.540	-20.276	11.881	-0.219	
7.267	-12.474	9.501	-0.280	
7.993	-6.521	6.893	-0.274	
8.720	-2.396	4.525	-0.233	
9.447	0.168	2.615	-0.178	
10.173	1.530	1.219	-0.124	
10.900	2.054	0.295	-0.077	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

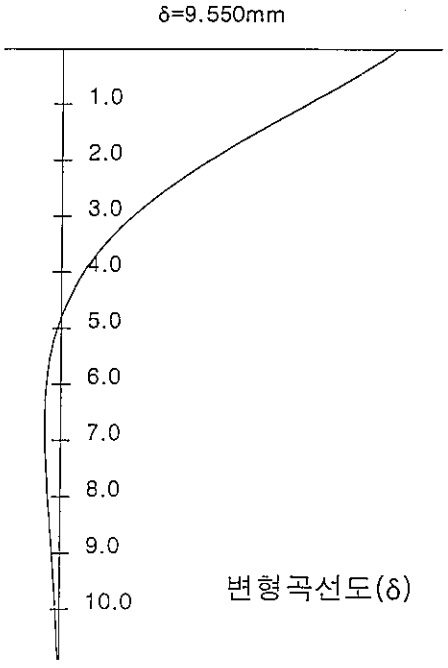
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

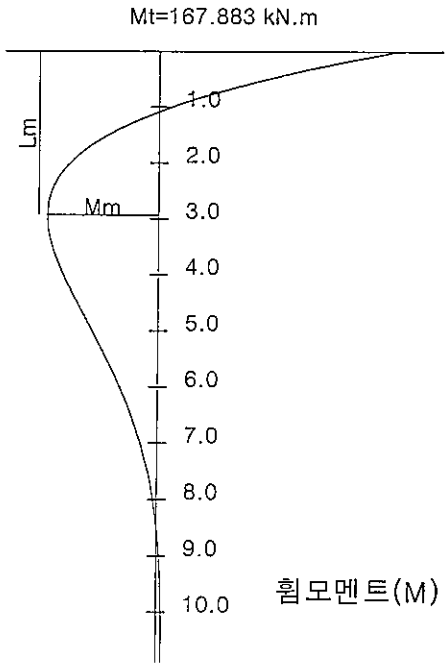
- 최대모멘트 및 깊이 : -77.322 kN.m, 2.939 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.550 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.550 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	167.883	-214.983	9.550	
0.727	41.949	-134.436	7.742	
1.453	-31.970	-72.195	5.688	
2.180	-67.489	-28.505	3.786	
2.907	-77.307	-0.921	2.232	
3.633	-71.866	14.120	1.081	
4.360	-58.931	20.289	0.308	
5.087	-43.744	20.803	-0.152	
5.813	-29.450	18.188	-0.380	
6.540	-17.627	14.245	-0.450	
7.267	-8.784	10.133	-0.426	
7.993	-2.782	6.500	-0.353	
8.720	0.850	3.633	-0.265	
9.447	2.696	1.577	-0.180	
10.173	3.319	0.247	-0.110	
10.900	3.194	-0.507	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

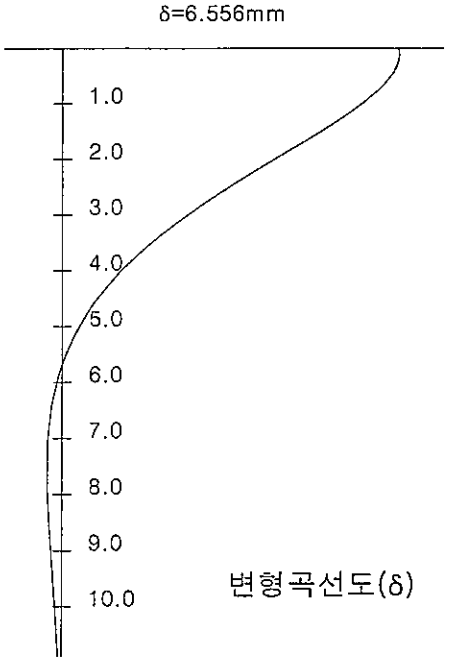
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

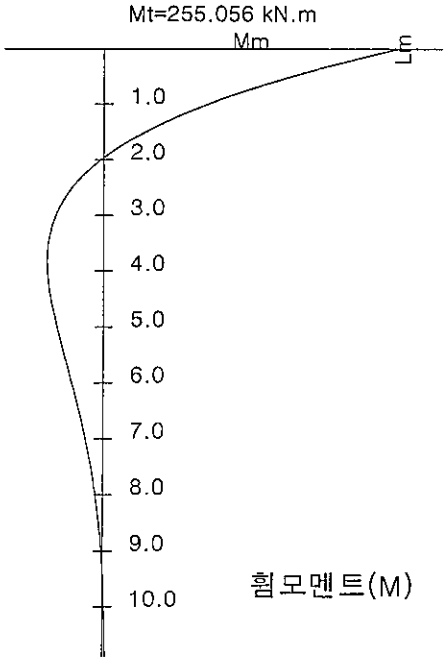
- 최대모멘트 및 깊이 : 255.056 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.556 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.556 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	255.056	-206.748	6.556	
0.727	126.771	-146.916	6.188	
1.453	39.786	-94.139	5.129	
2.180	-12.774	-52.516	3.843	
2.907	-39.414	-22.709	2.613	
3.633	-48.337	-3.437	1.585	
4.360	-46.439	7.460	0.809	
5.087	-38.956	12.315	0.277	
5.813	-29.493	13.227	-0.050	
6.540	-20.276	11.881	-0.219	
7.267	-12.474	9.501	-0.280	
7.993	-6.521	6.893	-0.274	
8.720	-2.396	4.525	-0.233	
9.447	0.168	2.615	-0.178	
10.173	1.530	1.219	-0.124	
10.900	2.054	0.295	-0.077	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 지진시

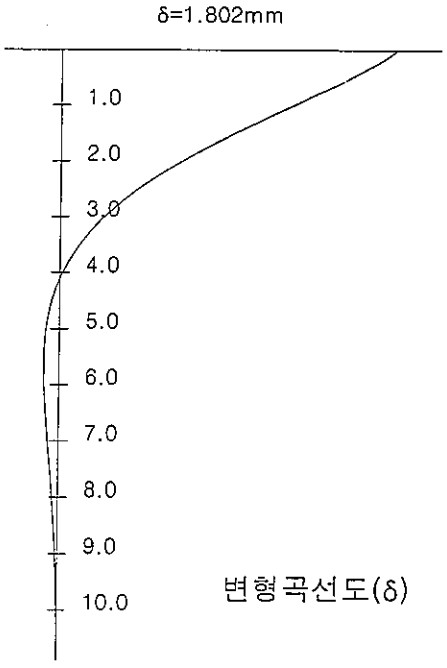
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

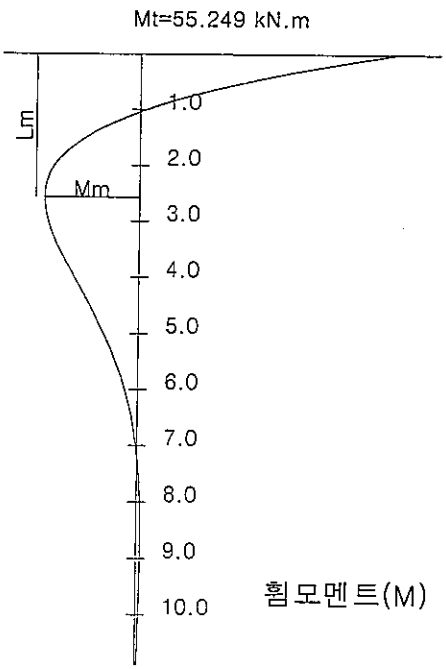
- 최대모멘트 및 깊이 : -20.680 kN.m, 2.570 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.802 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.802 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	55.249	-76.499	1.802	
0.727	11.886	-44.123	1.422	
1.453	-10.979	-20.317	0.970	
2.180	-19.741	-5.129	0.570	
2.907	-20.131	3.064	0.271	
3.633	-16.470	6.370	0.077	
4.360	-11.585	6.723	-0.029	
5.087	-7.052	5.606	-0.075	
5.813	-3.552	4.005	-0.082	
6.540	-1.211	2.479	-0.069	
7.267	0.132	1.281	-0.050	
7.993	0.745	0.467	-0.032	
8.720	0.894	-0.009	-0.017	
9.447	0.793	-0.233	-0.006	
10.173	0.594	-0.295	0.000	
10.900	0.386	-0.268	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	15072.138	26748.727	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	422019.9	748964.4
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4894622.5	4894622.5
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	10339890.0	10339890.0
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	0.0079309	0.0032246	0.0009594	COMBO 1	0.0137172	0.0047935	-0.0009464
COMBO 2	0.0079309	0.0032246	0.0009594	COMBO 2	0.0142636	0.0044861	0.0015921
COMBO 3	0.0080516	0.0032246	-0.0006250	COMBO 3	0.0137172	0.0047935	-0.0009464
COMBO 4	0.0028599	0.0028381	0.0002313	COMBO 4	0.0028599	0.0028381	0.0002313

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 8.052 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	0.0079309	0.0050955	0.0009594	890.726	119.535	0.000
	2	0.0079309	0.0038482	0.0009594	672.697	119.535	0.000
	3	0.0079309	0.0026010	0.0009594	454.667	119.535	0.000
	4	0.0079309	0.0013537	0.0009594	236.638	119.535	0.000
COMBO 2	1	0.0079309	0.0050955	0.0009594	890.726	119.535	0.000
	2	0.0079309	0.0038482	0.0009594	672.697	119.535	0.000
	3	0.0079309	0.0026010	0.0009594	454.667	119.535	0.000
	4	0.0079309	0.0013537	0.0009594	236.638	119.535	0.000
COMBO 3	1	0.0080516	0.0020058	-0.0006250	350.635	121.355	0.000
	2	0.0080516	0.0028183	-0.0006250	492.666	121.355	0.000
	3	0.0080516	0.0036308	-0.0006250	634.696	121.355	0.000
	4	0.0080516	0.0044433	-0.0006250	776.726	121.355	0.000
COMBO 4	1	0.0028599	0.0032891	0.0002313	574.960	76.499	0.000
	2	0.0028599	0.0030384	0.0002313	522.398	76.499	0.000
	3	0.0028599	0.0026877	0.0002313	469.836	76.499	0.000
	4	0.0028599	0.0023870	0.0002313	417.274	76.499	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0137172	0.0029480	-0.0009464	515.325	206.748	0.000
	2	0.0137172	0.0041783	-0.0009464	730.402	206.748	0.000
	3	0.0137172	0.0054087	-0.0009464	945.478	206.748	0.000
	4	0.0137172	0.0066390	-0.0009464	1160.555	206.748	0.000
COMBO 2	1	0.0142636	0.0075908	0.0015921	1326.928	214.983	0.000
	2	0.0142636	0.0055210	0.0015921	965.119	214.983	0.000
	3	0.0142636	0.0034513	0.0015921	603.310	214.983	0.000
	4	0.0142636	0.0013815	0.0015921	241.501	214.983	0.000
COMBO 3	1	0.0137172	0.0029480	-0.0009464	515.325	206.748	0.000
	2	0.0137172	0.0041783	-0.0009464	730.402	206.748	0.000
	3	0.0137172	0.0054087	-0.0009464	945.478	206.748	0.000
	4	0.0137172	0.0066390	-0.0009464	1160.555	206.748	0.000
COMBO 4	1	0.0028599	0.0032891	0.0002313	574.960	76.499	0.000
	2	0.0028599	0.0029884	0.0002313	522.398	76.499	0.000
	3	0.0028599	0.0026877	0.0002313	469.836	76.499	0.000
	4	0.0028599	0.0023870	0.0002313	417.274	76.499	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	1.950	0	890.726	119.535	0.000	7
	2	0.650	0	672.697	119.535	0.000	7
	3	-0.650	0	454.667	119.535	0.000	7
	4	-1.950	0	236.638	119.535	0.000	7
	계			15783.098	3346.978	0.000	28
COMBO 2	1	1.950	0	890.726	119.535	0.000	7
	2	0.650	0	672.697	119.535	0.000	7
	3	-0.650	0	454.667	119.535	0.000	7
	4	-1.950	0	236.638	119.535	0.000	7
	계			15783.098	3346.978	0.000	28
COMBO 3	1	1.950	0	350.635	121.355	0.000	7
	2	0.650	0	492.666	121.355	0.000	7
	3	-0.650	0	634.696	121.355	0.000	7
	4	-1.950	0	776.726	121.355	0.000	7
	계			15783.057	3397.950	0.000	28
COMBO 4	1	1.950	0	574.960	76.499	0.000	7
	2	0.650	0	522.398	76.499	0.000	7
	3	-0.650	0	469.836	76.499	0.000	7
	4	-1.950	0	417.274	76.499	0.000	7
	계			13891.262	2141.964	0.000	28

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	515.325	206.748	0.000	7
	2	0.650	0	730.402	206.748	0.000	7
	3	-0.650	0	945.478	206.748	0.000	7
	4	-1.950	0	1160.555	206.748	0.000	7
	계			23462.324	5788.949	0.000	28
COMBO 2	1	1.950	0	1326.928	214.983	0.000	7
	2	0.650	0	965.119	214.983	0.000	7
	3	-0.650	0	603.310	214.983	0.000	7
	4	-1.950	0	241.501	214.983	0.000	7
	계			21958.005	6019.536	0.000	28
COMBO 3	1	1.950	0	515.325	206.748	0.000	7
	2	0.650	0	730.402	206.748	0.000	7
	3	-0.650	0	945.478	206.748	0.000	7
	4	-1.950	0	1160.555	206.748	0.000	7
	계			23462.324	5788.949	0.000	28
COMBO 4	1	1.950	0	574.960	76.499	0.000	7
	2	0.650	0	522.398	76.499	0.000	7
	3	-0.650	0	469.836	76.499	0.000	7
	4	-1.950	0	417.274	76.499	0.000	7
	계			13891.262	2141.964	0.000	28

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(측력 최대)

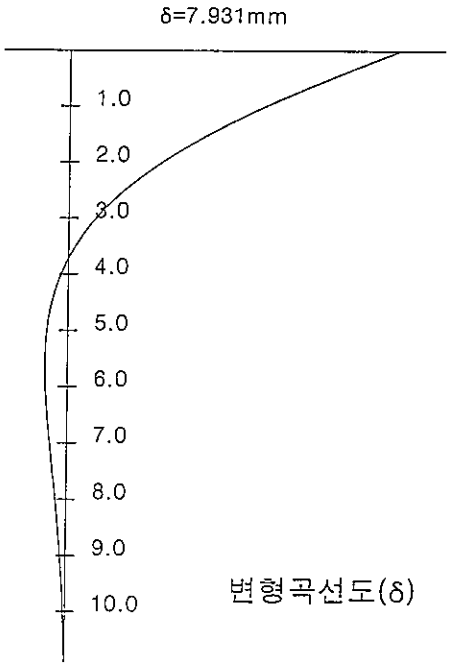
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

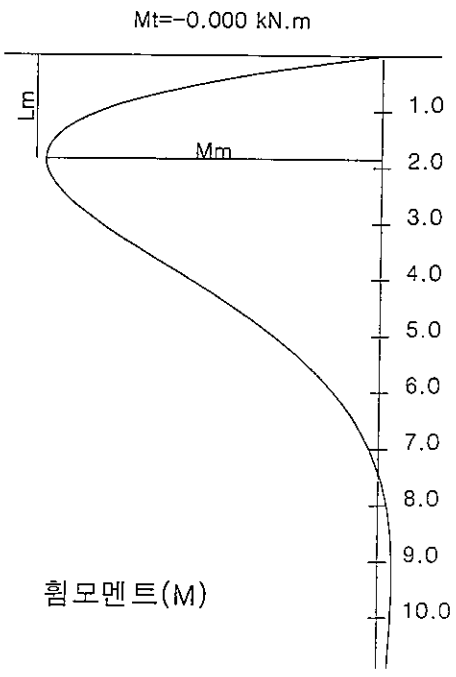
- 최대모멘트 및 깊이 : -91.072 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.931 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.931 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-119.535	7.931	
0.727	-62.867	-57.167	5.558	
1.453	-88.114	-15.499	3.502	
2.180	-89.511	9.184	1.904	
2.907	-77.820	21.251	0.775	
3.633	-60.679	24.821	0.057	
4.360	-42.974	23.299	-0.339	
5.087	-27.426	19.237	-0.506	
5.813	-15.207	14.366	-0.526	
6.540	-6.486	9.734	-0.464	
7.267	-0.869	5.877	-0.366	
7.993	2.289	2.974	-0.262	
8.720	3.677	0.991	-0.169	
9.447	3.917	-0.218	-0.095	
10.173	3.502	-0.842	-0.042	
10.900	2.790	-1.062	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

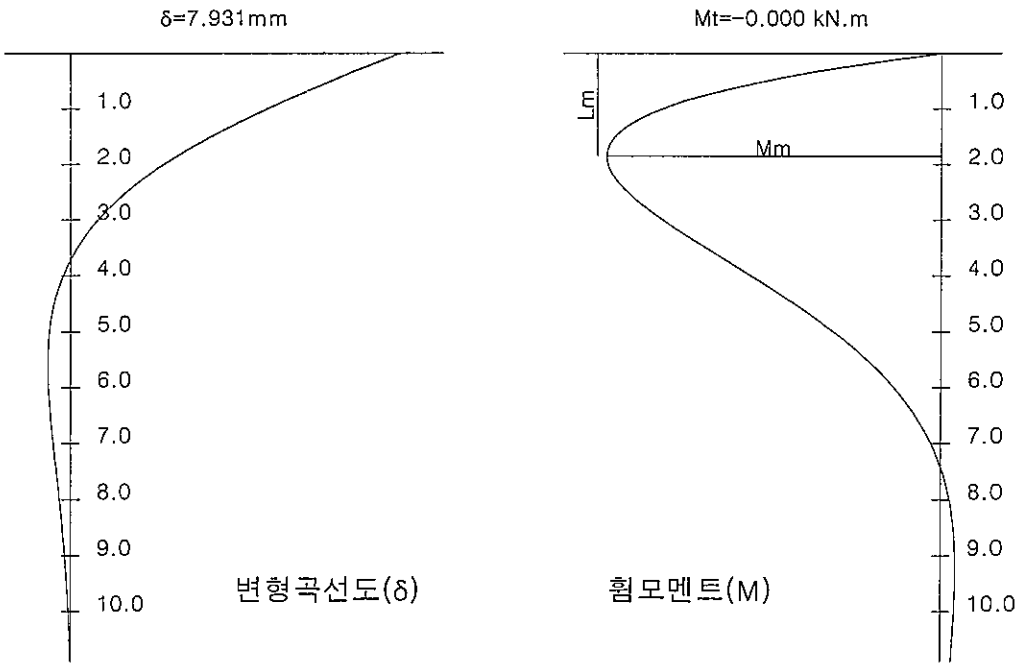
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -91.072 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.931 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.931 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-119.535	7.931	
0.727	-62.867	-57.167	5.558	
1.453	-88.114	-15.499	3.502	
2.180	-89.511	9.184	1.904	
2.907	-77.820	21.251	0.775	
3.633	-60.679	24.821	0.057	
4.360	-42.974	23.299	-0.339	
5.087	-27.426	19.237	-0.506	
5.813	-15.207	14.366	-0.526	
6.540	-6.486	9.734	-0.464	
7.267	-0.869	5.877	-0.366	
7.993	2.289	2.974	-0.262	
8.720	3.677	0.991	-0.169	
9.447	3.917	-0.218	-0.095	
10.173	3.502	-0.842	-0.042	
10.900	2.790	-1.062	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

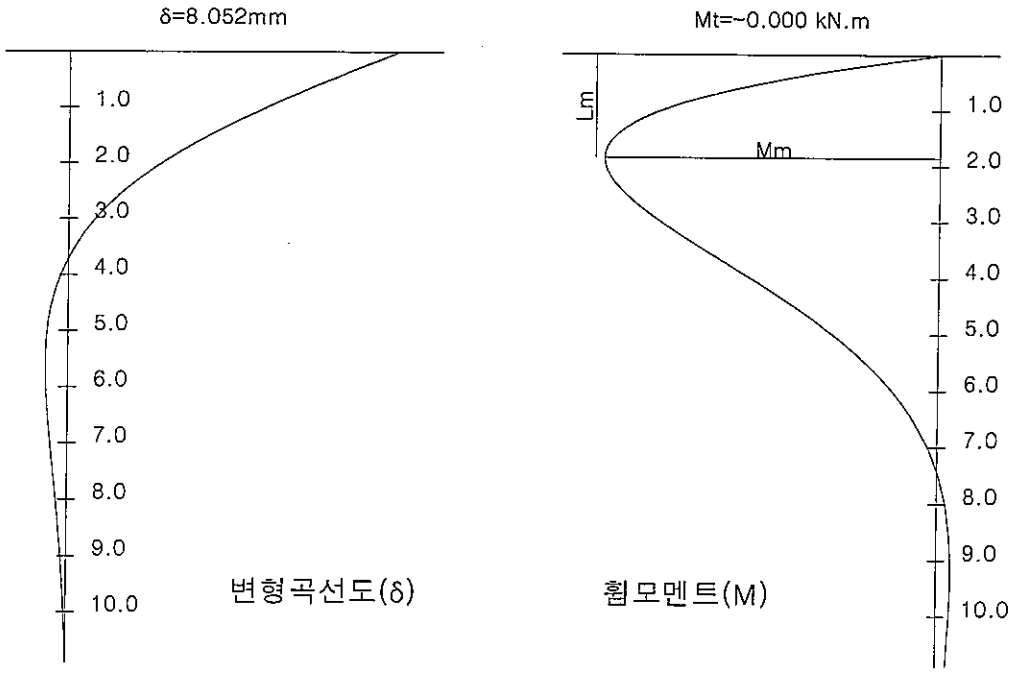
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -92.459 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.052 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.052 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-121.355	8.052	
0.727	-63.824	-58.038	5.643	
1.453	-89.456	-15.735	3.556	
2.180	-90.874	9.323	1.933	
2.907	-79.005	21.575	0.787	
3.633	-61.603	25.199	0.058	
4.360	-43.628	23.654	-0.345	
5.087	-27.844	19.530	-0.514	
5.813	-15.438	14.584	-0.534	
6.540	-6.585	9.883	-0.471	
7.267	-0.882	5.967	-0.371	
7.993	2.323	3.020	-0.266	
8.720	3.733	1.007	-0.172	
9.447	3.977	-0.222	-0.097	
10.173	3.555	-0.855	-0.043	
10.900	2.833	-1.079	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 지진시

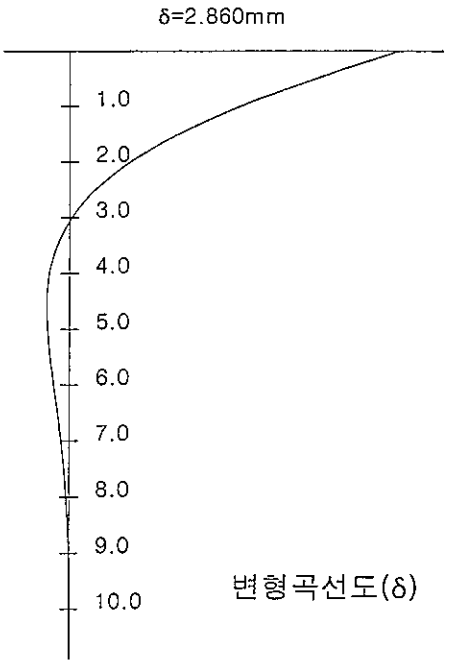
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

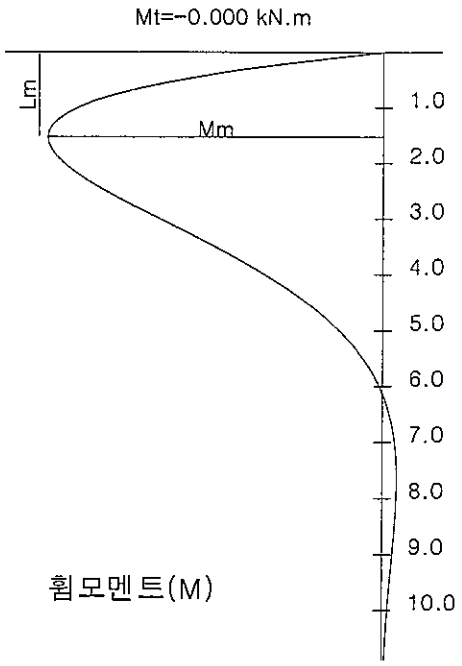
- 최대모멘트 및 깊이 : -48.139 kN.m, 1.533 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.860 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.860 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-76.499	2.860	
0.727	-37.431	-29.931	1.836	
1.453	-48.057	-2.097	0.999	
2.180	-43.923	11.523	0.410	
2.907	-33.568	15.791	0.053	
3.633	-22.237	14.801	-0.127	
4.360	-12.608	11.503	-0.189	
5.087	-5.626	7.739	-0.182	
5.813	-1.235	4.473	-0.144	
6.540	1.086	2.067	-0.098	
7.267	1.981	0.530	-0.058	
7.993	2.028	-0.302	-0.028	
8.720	1.662	-0.639	-0.008	
9.447	1.171	-0.677	0.003	
10.173	0.714	-0.566	0.007	
10.900	0.361	-0.405	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

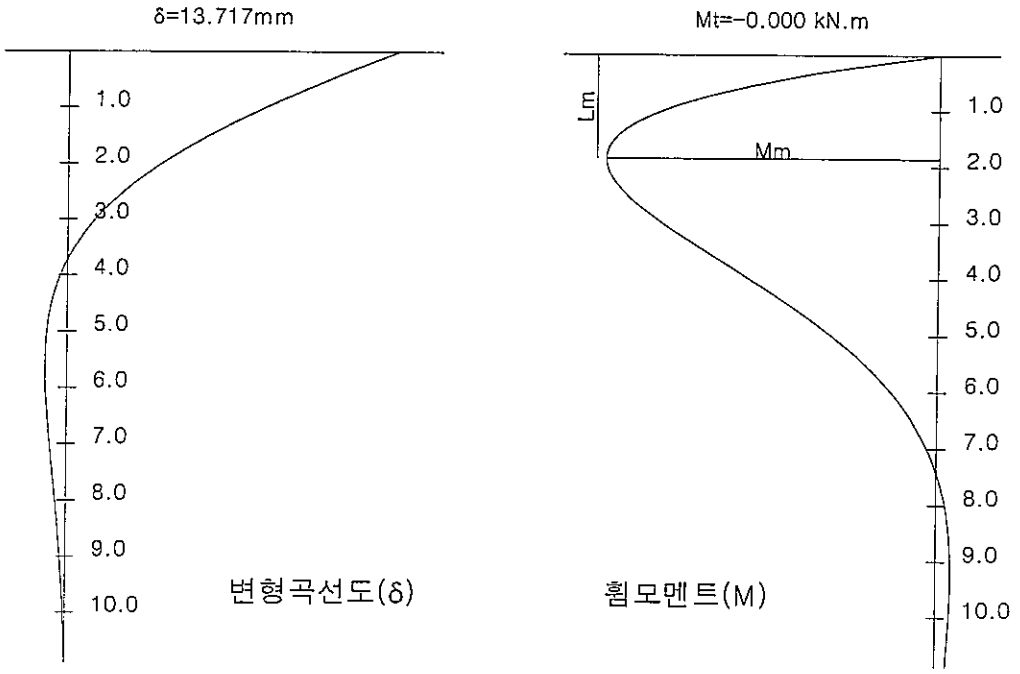
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -157.518 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.717 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.717 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-206.748	13.717	
0.727	-108.735	-98.877	9.613	
1.453	-152.402	-26.808	6.057	
2.180	-154.819	15.884	3.293	
2.907	-134.598	36.756	1.340	
3.633	-104.950	42.930	0.098	
4.360	-74.327	40.298	-0.587	
5.087	-47.436	33.272	-0.876	
5.813	-26.301	24.847	-0.910	
6.540	-11.218	16.837	-0.802	
7.267	-1.503	10.165	-0.632	
7.993	3.958	5.144	-0.452	
8.720	6.360	1.715	-0.292	
9.447	6.775	-0.378	-0.165	
10.173	6.057	-1.457	-0.073	
10.900	4.826	-1.837	-0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

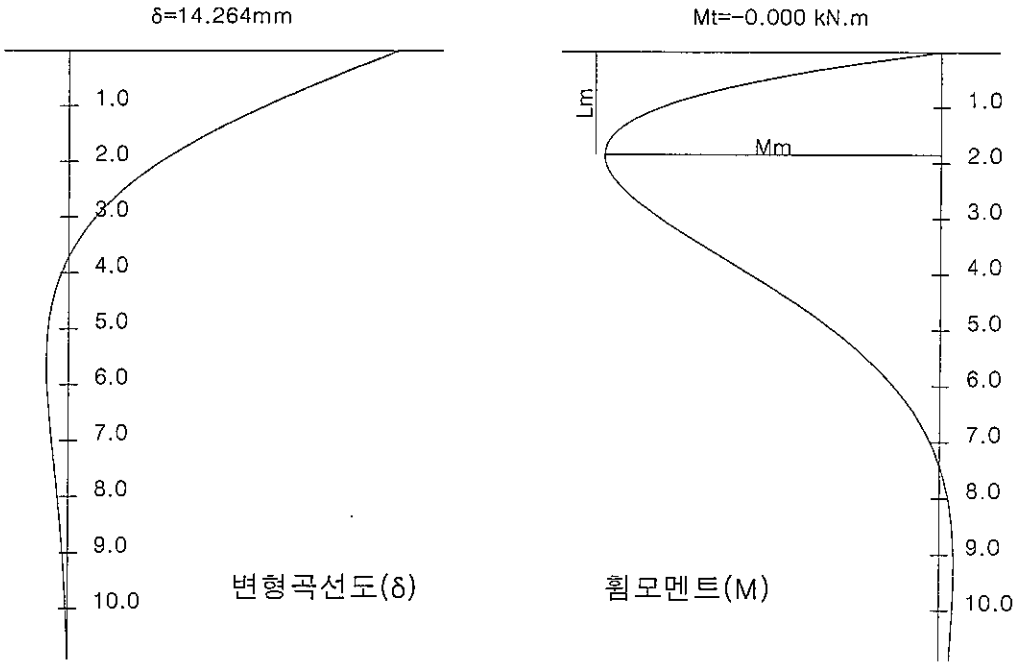
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -163.792 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 14.264 mm
- 지표면에서의 변위 : 14.264 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-214.983	14.264	
0.727	-113.066	-102.815	9.996	
1.453	-158.473	-27.875	6.299	
2.180	-160.986	16.517	3.424	
2.907	-139.960	38.220	1.394	
3.633	-109.130	44.640	0.102	
4.360	-77.288	41.903	-0.610	
5.087	-49.326	34.597	-0.911	
5.813	-27.349	25.836	-0.946	
6.540	-11.665	17.507	-0.834	
7.267	-1.563	10.570	-0.657	
7.993	4.116	5.349	-0.470	
8.720	6.614	1.783	-0.304	
9.447	7.045	-0.393	-0.172	
10.173	6.298	-1.515	-0.076	
10.900	5.019	-1.911	-0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

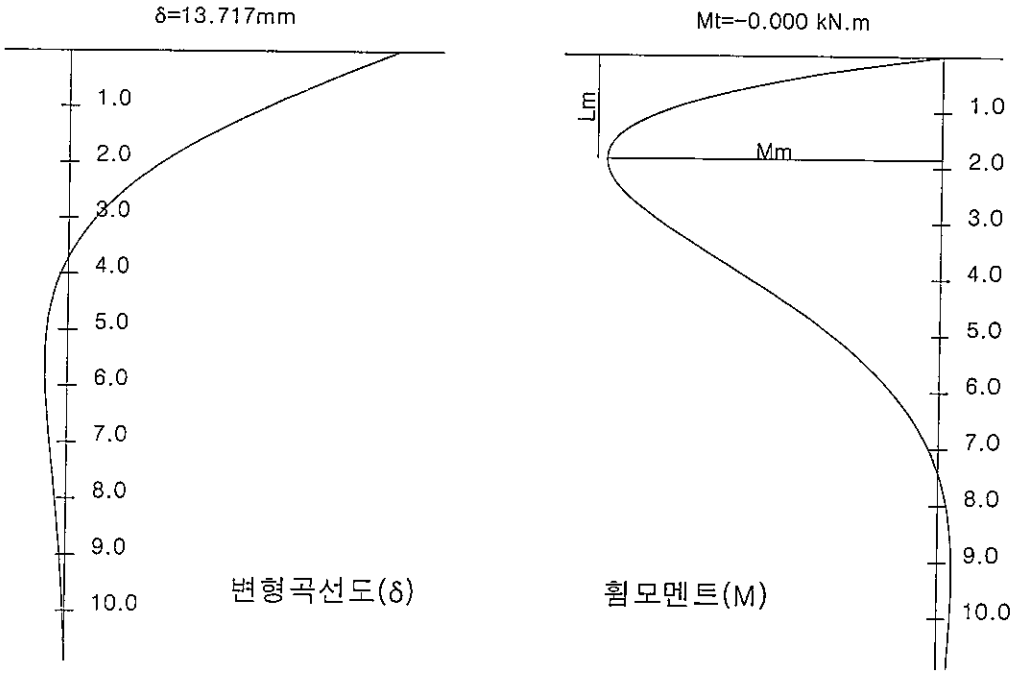
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -157.518 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.717 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.717 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-206.748	13.717	
0.727	-108.735	-98.877	9.613	
1.453	-152.402	-26.808	6.057	
2.180	-154.819	15.884	3.293	
2.907	-134.598	36.756	1.340	
3.633	-104.950	42.930	0.098	
4.360	-74.327	40.298	-0.587	
5.087	-47.436	33.272	-0.876	
5.813	-26.301	24.847	-0.910	
6.540	-11.218	16.837	-0.802	
7.267	-1.503	10.165	-0.632	
7.993	3.958	5.144	-0.452	
8.720	6.360	1.715	-0.292	
9.447	6.775	-0.378	-0.165	
10.173	6.057	-1.457	-0.073	
10.900	4.826	-1.837	-0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 지진시

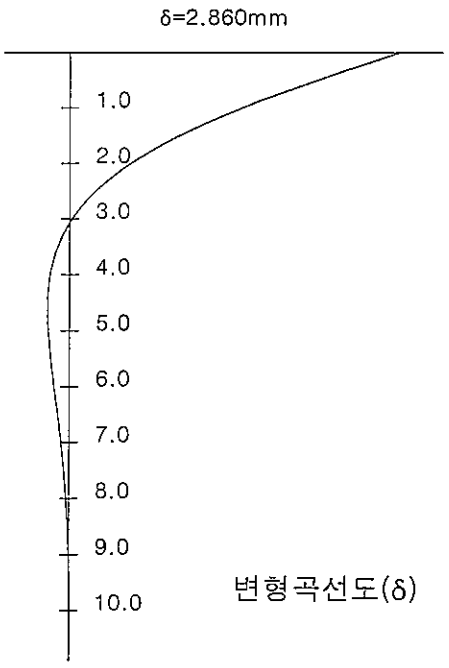
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

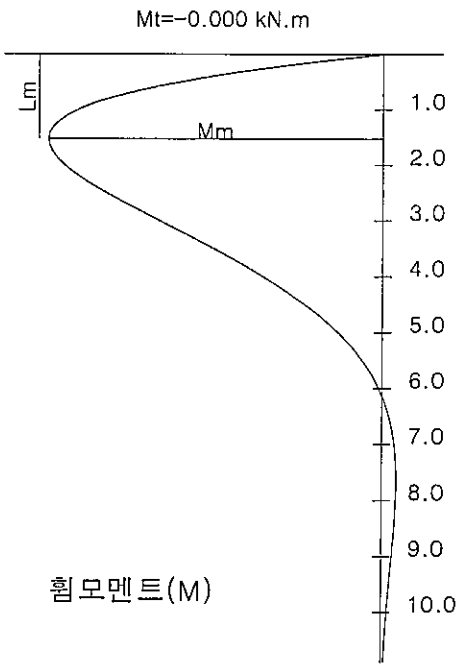
- 최대모멘트 및 깊이 : -48.139 kN.m, 1.533 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.860 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.860 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-76.499	2.860	
0.727	-37.431	-29.931	1.836	
1.453	-48.057	-2.097	0.999	
2.180	-43.923	11.523	0.410	
2.907	-33.568	15.791	0.053	
3.633	-22.237	14.801	-0.127	
4.360	-12.608	11.503	-0.189	
5.087	-5.626	7.739	-0.182	
5.813	-1.235	4.473	-0.144	
6.540	1.086	2.067	-0.098	
7.267	1.981	0.530	-0.058	
7.993	2.028	-0.302	-0.028	
8.720	1.662	-0.639	-0.008	
9.447	1.171	-0.677	0.003	
10.173	0.714	-0.566	0.007	
10.900	0.361	-0.405	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 8.0516 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.8599 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

주면 마찰력을 고려하지 않으므로 인발력이 발생해서는 않된다.

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	974.305	153.059	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	890.726	236.638	1586.000	0.000	O.K
COMBO 2	FIX	974.305	153.059	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	890.726	236.638	1586.000	0.000	O.K
COMBO 3	FIX	636.109	491.252	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	776.726	350.000	1586.000	0.000	O.K
COMBO 4	FIX	625.959	366.274	2379.000	0.000	O.K
	HINGE	574.960	417.274	2379.000	0.000	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 : 11.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 10.90/0.508 = 21.457 < 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	974.305	90.544	111.339	161.00	O.K
	HINGE	890.726	91.072	106.237	161.00	O.K
COMBO 2	FIX	974.305	90.544	111.339	161.00	O.K
	HINGE	890.726	91.072	106.237	161.00	O.K
COMBO 3	FIX	636.109	152.335	122.686	161.00	O.K
	HINGE	776.726	92.459	99.635	161.00	O.K
COMBO 4	FIX	625.959	55.249	63.965	210.00	O.K
	HINGE	574.960	48.139	62.865	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

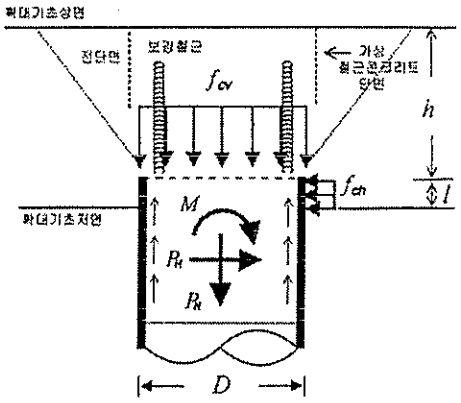
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	119.535	15.400	92.000	O.K
	HINGE	119.535	15.400	92.000	O.K
COMBO 2	FIX	119.535	15.400	92.000	O.K
	HINGE	119.535	15.400	92.000	O.K
COMBO 3	FIX	121.355	15.635	92.000	O.K
	HINGE	121.355	15.635	92.000	O.K
COMBO 4	FIX	76.499	9.856	120.000	O.K
	HINGE	76.499	9.856	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 = 974305.0 / (π/4 x 508 ^{2})
= 4.807 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 625959.0 / (π/4 x 508 ^{2})
= 3.088 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 974305.0 / {π x (508 + 900) x 900 }
= 0.245 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 625959.0 / {π x (508 + 900) x 900 }
= 0.157 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편), 2002]

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 = 121355.356 / (508 x 100)
= 2.389 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 76498.698 / (508 x 100)
= 1.506 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

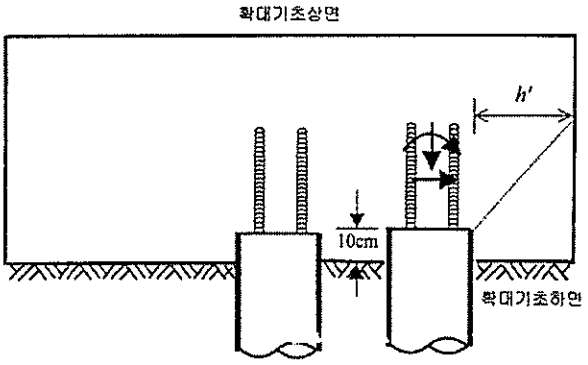
τh = 121355.356 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.204 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 76498.698 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.129 MPa ≤ τa3' = 1.264 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 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 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 27.0 x 202683.0)

= 3256102.261 N ≥ PNmax = 1481897.137 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\cdot\sqrt{f_{ck}}\cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 4266.3 x 850)

= 5024804.655 N ≥ PNmax = 1481897.137 N ∴ O.K

라멘 계산서(오창방향)

목 차

1. 설 계 조 건
- 1.1 일반사항
- 1.2 하중
- 1.3 사용재료
- 1.4 참고문헌

2. 단 면 가 정
- 2.1 설계단면
- 2.2 기타단면
- 2.3 지반정보

3. 모 델 링
- 3.1 평상시(2D Frame)
- 3.2 지진시(2D Frame)

4. 하 중 산 정
- 4.1 고정하중
- 4.2 활하중
- 4.3 토압
- 4.4 온도하중
- 4.5 건조수축
- 4.6 지점침하
- 4.7 종방향 지진하중
- 4.8 횡방향 지진하중
- 4.9 지진시 토압

5. 하 중 재 하
- 5.1 평상시
- 5.2 지진시

6. 하 중 조 합
- 6.1 사용하중 조합
- 6.2 계수하중 조합
- 6.3 계수하중 조합(최대 편심)
- 6.4 지진하중 조합

7. 단 면 력 집 계
- 7.1 평상시 단면력
- 7.2 지진시 단면력
- 7.3 시점측 벽체 기초검토용 하중
- 7.4 종점측 벽체 기초검토용 하중
- 7.5 단면력도

8. 단 면 검 토
- 8.1 주철근 요약
- 8.2 전단철근 요약
- 8.3 단면 검토

9. 사 용 성 검 토
- 9.1 사용철근 요약
- 9.2 균열 검토

10. 처 짐 및 피 로 검 토
- 10.1 처짐 검토
- 10.2 피로 검토

11. 우각부 및 배력철근 검토
- 11.1 우각부 검토
- 11.2 배력철근 검토

12. 기 초 안 정 검 토
- 12.1 시점측 기초
- 12.2 종점측 기초

13. 기 초 설 계
- 13.1 시점측 기초
- 13.2 종점측 기초

14. 날 개 벽 설 계

15. 접 속 슬 래 브 설 계
- 15.1 지간 및 하중 산정
- 15.2 단면력 검토
- 15.3 사용성 검토
- 15.4 받침부 설계

16. 말 뚝 검 토

16.1 시점측 기초 말뚝검토
16.2 종점측 기초 말뚝검토

▣ 해석결과 요약

■ 기초 및 말뚝의 검토

구 분			허용값	발생값	안전률	허용안전률	비 고
시점	평상시	허용지지력(kN/EA)	1385.000	920.365	1.505	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	0.000	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	161.000	117.274	1.373	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	92.000	15.010	6.129	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	7.730	1.941	1.000	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2077.500	587.341	3.537	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	0.000	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	210.000	65.283	3.217	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	9.424	12.733	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.735	5.485	1.000	O.K
중점	평상시	허용지지력(kN/EA)	1586.000	924.418	1.716	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	0.000	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	161.000	116.862	1.378	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	92.000	14.994	6.136	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	7.722	1.943	1.000	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2379.000	592.805	4.013	1.000	O.K
		허용인발력(kN/EA)	0.000	-	-	-	O.K
		휨응력(MPa)	210.000	66.392	3.163	1.000	O.K
		전단응력(MPa)	120.000	9.456	12.690	1.000	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.744	5.466	1.000	O.K

■ 단면 휨 설계

단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (㎟)	사용철근량 (㎟)	Mu (kN.m)	ϕMn (kN.m)	안전도	비 고
본체	좌측단부	1200	80	3568.1	H29@125	1320.994	1878.751	1.422	O.K
	중앙부(지간1)	900	60	3125.9	H25@125	863.802	1109.022	1.284	O.K
	우측단부	1200	80	3568.4	H29@125	1321.119	1878.751	1.422	O.K
	시점벽체 상단부	1000	80	4151.1	H29@125	1247.398	1529.286	1.226	O.K
	시점벽체 중앙(전면)	900	80	1162.7	H19@125	320.165	623.444	1.947	O.K
	시점벽체 중앙(배면)	900	80	1384.0	H22@125	380.177	834.973	2.196	O.K
	시점벽체 하단(전면)	900	80	3671.2	H25@125	983.584	1081.457	1.100	O.K
	시점벽체 하단(배면)	900	80	4357.5	H29@125	1158.609	1354.553	1.169	O.K
	종점벽체 상단부	1000	80	4151.1	H29@125	1247.419	1529.286	1.226	O.K
	종점벽체 중앙(전면)	900	80	1162.1	H19@125	320.000	623.444	1.948	O.K
	종점벽체 중앙(배면)	900	80	1384.9	H22@125	380.415	834.973	2.195	O.K
	종점벽체 하단(전면)	900	80	3672.1	H25@125	983.826	1081.457	1.099	O.K
	종점벽체 하단(배면)	900	80	4355.3	H29@125	1158.050	1354.553	1.170	O.K
기초	시점측(앞굽)-하면	1000	150	1799.2	H25@125	510.389	1122.804	2.200	O.K
	시점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-상면	1000	100	3327.0	H25@125	985.263	1191.715	1.210	O.K
	시점측(뒷굽)-하면	1000	150	2174.5	H25@125	614.426	1122.804	1.827	O.K
	종점측(앞굽)-하면	1000	150	1808.7	H25@125	513.020	1122.804	2.189	O.K
	종점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-	-	-	-
	종점측(뒷굽)-상면	1000	100	3365.9	H25@125	996.395	1191.715	1.196	O.K
	종점측(뒷굽)-하면	1000	150	2176.0	H25@125	614.835	1122.804	1.826	O.K
시점좌측 날개벽	A(T=500 mm)	500	80	1487.33	2292	205.836	311.732	1.514	O.K
	화부(T=450	450	80	1069.96	2292	131.209	272.768	2.079	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1307.61	2292	181.661	311.732	1.716	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1793.49	3096.8	246.579	413.808	1.678	O.K
종점우측 날개벽	A(T=500 mm)	500	80	1496.66	2292	207.086	311.732	1.505	O.K
	화부(T=450	450	80	1097.81	2292	134.534	272.768	2.028	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1317.2	2292	182.956	311.732	1.704	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1802.64	3096.8	247.789	413.808	1.67	O.K

■ 사용성 검토

구 분		Ms(kN.m)	fs(MPa)	철근간격(S)	최대간격(Sa)	비 고
본체	좌측단부	927.552	174.111	125.000	288.547	O.K
	중앙부(지간1)	620.093	197.114	125.000	280.766	O.K
	우측단부	927.663	174.132	125.000	288.493	O.K
	시점벽체 상단부	893.460	205.645	125.000	219.191	O.K
	시점벽체 중앙(전면)	193.186	109.320	125.000	544.115	O.K
	시점벽체 중앙(배면)	292.444	123.611	125.000	464.578	O.K
	시점벽체 하단(전면)	632.864	206.259	125.000	213.052	O.K
	시점벽체 하단(배면)	686.418	178.053	125.000	278.534	O.K
	종점벽체 상단부	893.524	205.660	125.000	219.163	O.K
	종점벽체 중앙(전면)	193.095	109.268	125.000	544.454	O.K
	종점벽체 중앙(배면)	292.627	123.689	125.000	464.180	O.K
	종점벽체 하단(전면)	633.237	206.380	125.000	212.827	O.K
	종점벽체 하단(배면)	686.204	177.997	125.000	278.672	O.K
기초	시점측(앞굽)-하면	332.712	104.473	125.000	410.033	O.K
	시점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-
	시점측(뒷굽)-상면	519.324	153.700	125.000	293.612	O.K
	시점측(뒷굽)-하면	419.528	131.734	125.000	254.047	O.K
	종점측(앞굽)-하면	334.270	104.962	125.000	406.519	O.K
	종점측(앞굽)-상면	-	-	-	-	-
	종점측(뒷굽)-상면	525.961	155.664	125.000	287.146	O.K
	종점측(뒷굽)-하면	419.905	131.852	125.000	253.511	O.K
시점좌측 날개벽	A(T=500 mm)	136.758	180	125	399.587	O.K
	화부(T=450	99.441	180	125	615.677	O.K
	B(T=500 mm)	120.696	180	125	476.218	O.K
	C(T=500 mm)	122.718	180	125	469.216	O.K
종점우측 날개벽	A(T=500 mm)	137.588	180	125	396.11	O.K
	화부(T=450	101.961	180	125	596.102	O.K
	B(T=500 mm)	121.556	180	125	471.599	O.K
	C(T=500 mm)	123.32	180	125	466.083	O.K

■ 배력철근 검토

단위 : ㎟

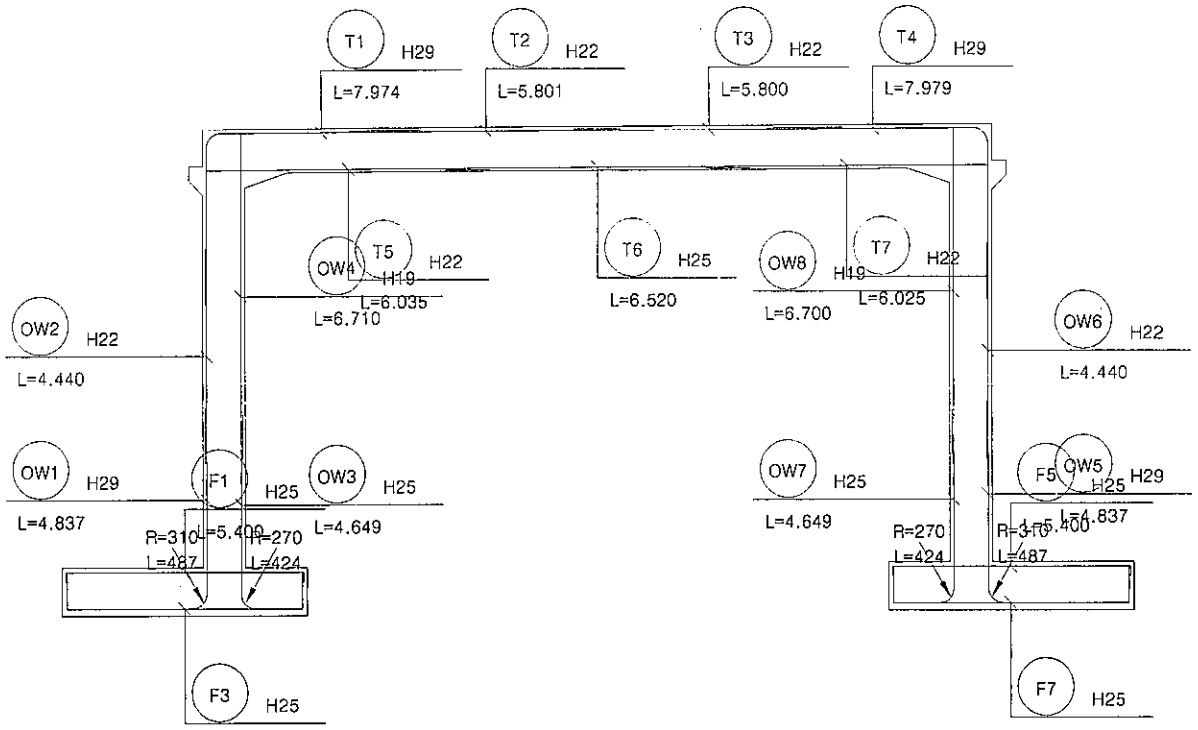
구 분		주철근비/0.0015hb		단면적비		300㎟이상		비 고
		필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
본체	좌측단부	492.1	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부(지간1)	431.2	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	우측단부	492.2	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	시점벽체 상단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	시점벽체 중앙부	1350.0	1986.0			300.0	1324.0	O.K
	시점벽체 하단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점벽체 상단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점벽체 중앙부	1350.0	1986.0			300.0	1324.0	O.K
	종점벽체 하단부	1350.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
기초	시점측(앞굽)	1500.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	시점측(뒷굽)	1500.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점측(앞굽)	1500.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
	종점측(뒷굽)	1500.0	1986.0			300.0	662.0	O.K
날개벽	시점좌측 A	750.0	2383.2			300.0	794.4	O.K
	시점좌측 A`	675.0	2383.2			300.0	794.4	O.K
	시점좌측 B	750.0	4645.2			300.0	1548.4	O.K
	시점좌측 C	750.0	3438.0			300.0	1146.0	O.K
	종점 우측 A	750.0	2383.2			300.0	794.4	O.K
	종점 우측 A`	675.0	2383.2			300.0	794.4	O.K
	종점 우측 B	750.0	4645.2			300.0	1548.4	O.K
	종점 우측 C	750.0	3438.0			300.0	1146.0	O.K

■ 전단철근 검토

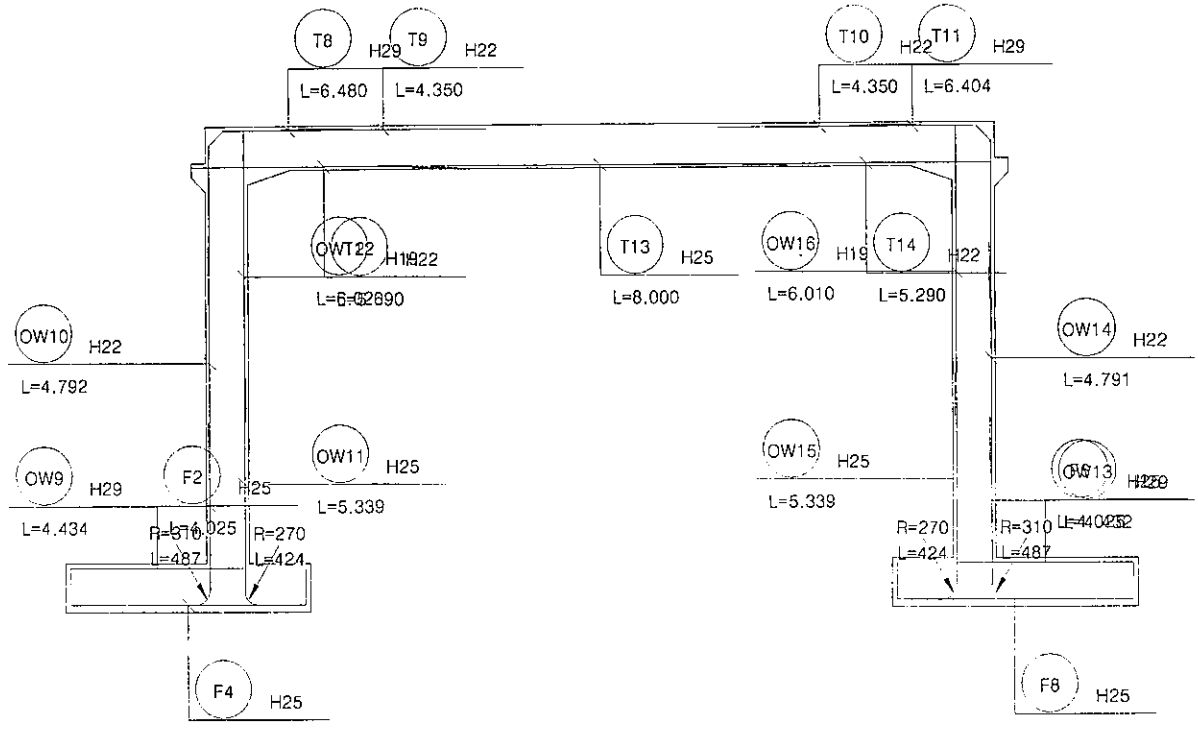
구 분		ϕVc	Vu	ϕVn	다리수	필요 철근량	사용철근량			비 고
		kN	kN	kN	개	㎟	직경	간격	㎟	
본체	좌측단부	568.11	565.77	915.53	2.00	-	H16	300	397.2	O.K
	중앙부(지간1)	581.97	0.00	759.91	2.00	-	H16	600	397.2	O.K
	우측단부	568.11	565.76	915.53	2.00	-	H16	300	397.2	O.K
	시점벽체 상단부	568.11	350.05	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 중앙부	568.11	275.17	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점벽체 하단부	568.11	492.39	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 상단부	568.11	350.05	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 중앙부	568.11	275.37	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점벽체 하단부	568.11	491.90	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
기초	시점측(앞굽)	588.90	73.33	768.96	2.00	-	H16	600	397.2	O.K
	시점측(뒷굽)	623.54	588.16	1004.85	2.00	-	H16	300	397.2	O.K
	종점측(앞굽)	588.90	73.76	785.33	2.00	-	H16	550	397.2	O.K
	종점측(뒷굽)	623.54	593.67	1004.85	2.00	-	H16	300	397.2	O.K
날개벽	시점좌측 A	274.34	189.86	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점좌측 A`	241.68	90.07	241.68	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점좌측 B	274.34	191.74	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	시점좌측 C	274.34	218.19	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점 우측 A	274.34	185.33	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점 우측 A`	241.68	101.97	241.68	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점 우측 B	274.34	187.56	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K
	종점 우측 C	274.34	224.98	274.34	0.00	-		0	0.0	O.K

▣ 주철근 조립도

①CTC250

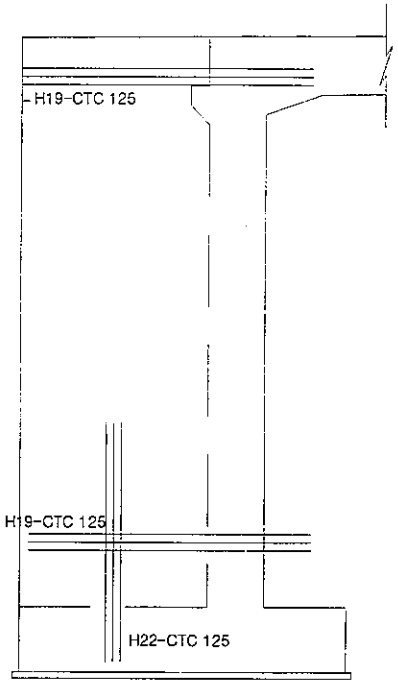


②CTC250

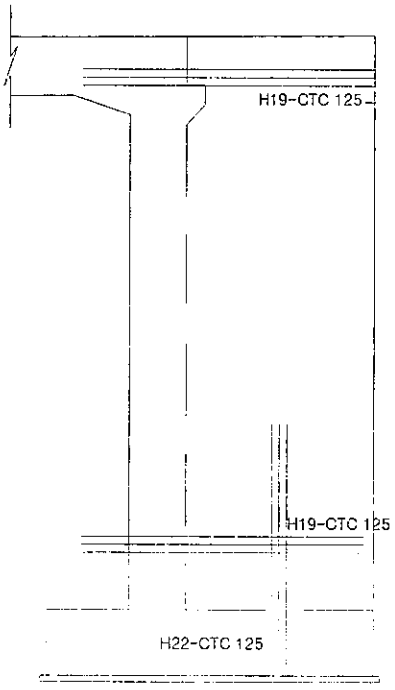


▣ 주철근 조립도

- 시점좌측 날개벽



- 종점우측 날개벽



1. 설 계 조 건

1.1 일 반 사 항

1) 교 량 형 식 : RC 라멘교
2) 지 간 구 성 : L = 15.000 m
3) 횡 단 폭 원 : 11.835 m
4) SKEW 각 도 : 90.000 °
5) 기 초 형 식 : 말뚝기초
6) 교 량 등 급 : 1 등급
7) 내 진 등 급 : 1 등급

1.2 하 중

1) 고 정 하 중
   ① 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m³
   ② 뒷채움 토사 : 20.00 kN/m³

2) 활 하 중
   ① 1 등 급 교 : DB-24
   ② 과 재 하 중 : 10.00 kN/m²

3) 토 압
   ① 흙의 내부마찰각 : Φ = 35.00 °
   ② 정지토압계수 : Ko = 1 - SinΦ = 0.426

4) 지 진 하 중
   ① 내진등급 : 1 등급
   ② 내진구역 : 1 구역
   ③ 지반계수 : S = 1.20
   ④ 가속도계수 : A = 1.400 x 0.110 = 0.154
   ⑤ 지진시 토압계수 : Mononobe-Okabe 공식

5) 온 도 하 중
   ① 선팽창계수 (α) : 1.000×10^{-5}
   ② 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃
   ③ 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 mm)

6) 지 점 침 하
   콘크리트교이므로 δ = 10.00 mm를 고려한다.

7) 건 조 수 축
   ① 건조수축률 (ε) : 15.00×10^{-5}
   ② 선팽창계수 (α) : 1.000×10^{-5}

1.3 사 용 재 료

1) 콘 크 리 트

① fck = 27.0 MPa

② Ec = 27804.0 MPa

2) 철 근

① fy = 400.0 MPa

② Es = 200000.0 MPa

1.4 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 - 국토해양부 (2010년)

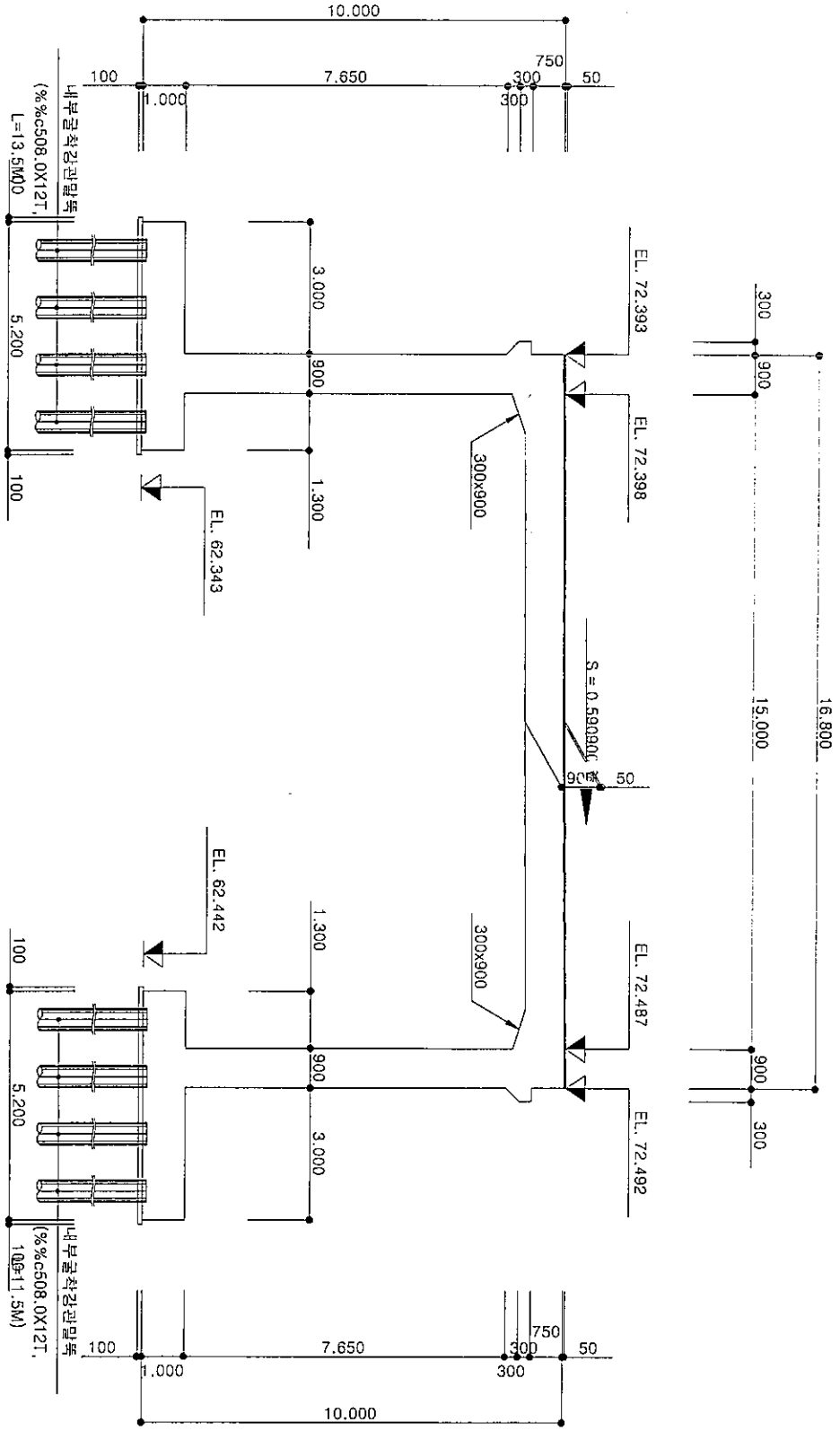
2) 콘크리트구조설계기준 - 한국콘크리트학회 (2007년)

3) 도로설계요령 제3권 교량편 - 한국도로공사 (2009년)

4) 고속도로 교량의 내진설계편람 - 한국도로공사 (2000년)

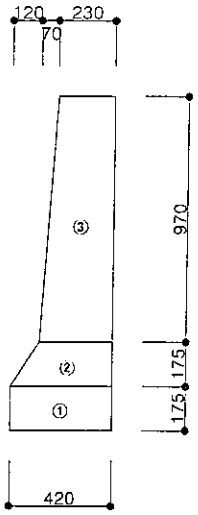
2. 단 면 가 정

2.1 설 계 단 면



2.2 기 타 단 면

1) 방호벽(우)



①	0.175 x 0.420	=	0.073 ㎡
②	(0.420 + 0.300)/2 x 0.175	=	0.063 ㎡
③	(0.300 + 0.230)/2 x 0.970	=	0.257 ㎡
	계	=	0.394 ㎡

2.3 지 반 정 보

1) 시점측 기초 : BH-1, STA. 2446.760, EL. 64.000

구분	보링명칭	dH	N	c	Cu	Eo	μ
1	매립토	1.500	4	0.000	0.000	10000	0.350
2	실트 섞인 모래(SM)	6.500	6	0.000	0.000	10000	0.350
3	풍화토	13.000	38	0.000	0.000	40000	0.320
4	연암(SR)	16.000	50	0.000	0.000	1200000	0.270

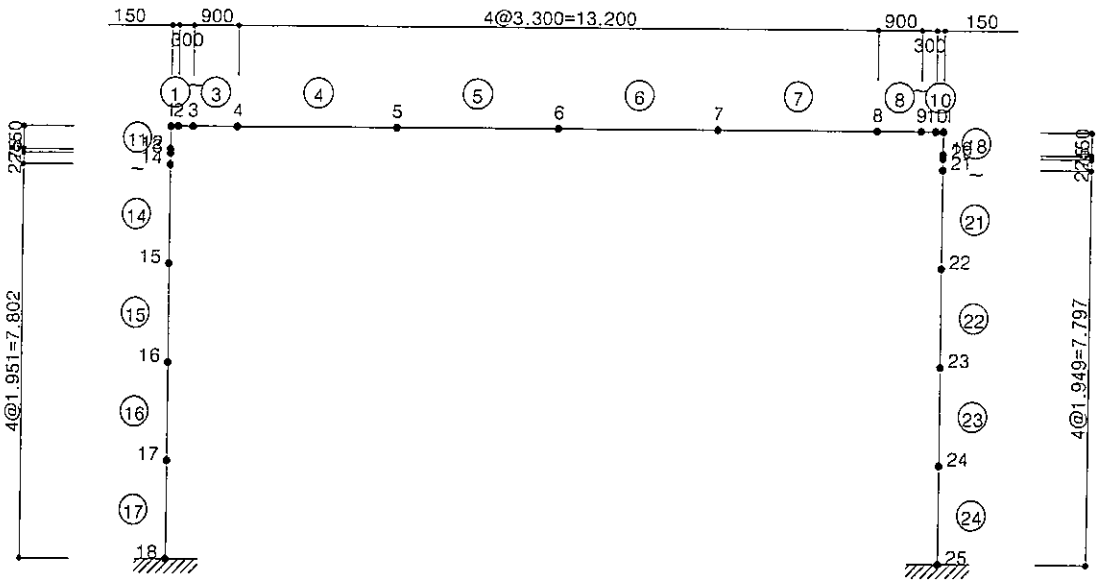
2) 종점측 기초 : BH-2, STA. 2462.750, EL. 63.000

구분	보링명칭	dH	N	c	Cu	Eo	μ
1	매립토	1.000	4	0.000	0.000	10000	0.350
2	실트 섞인 모래(SM)	6.500	6	0.000	0.000	10000	0.350
3	풍화토	10.000	50	0.000	0.000	40000	0.320
4	풍화암(WR)	10.600	50	0.000	0.000	160000	0.300
5	연암(SR)	13.600	50	0.000	0.000	1200000	0.270

3. 모델링 해석

3.1 평상시(2D Frame)

1) 해석 모델링



2) 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	8.552	10	15.750	8.552	19	15.900	8.102
2	0.150	8.552	11	15.900	8.552	20	15.900	8.027
3	0.450	8.552	12	0.000	8.102	21	15.900	7.802
4	1.350	8.552	13	0.000	8.027	22	15.900	5.853
5	4.650	8.552	14	0.000	7.802	23	15.900	3.904
6	7.950	8.552	15	0.000	5.852	24	15.900	1.954
7	11.250	8.552	16	0.000	3.901	25	15.900	0.005
8	14.550	8.552	17	0.000	1.951			
9	15.450	8.552	18	0.000	0.000			

3) 단면 특성

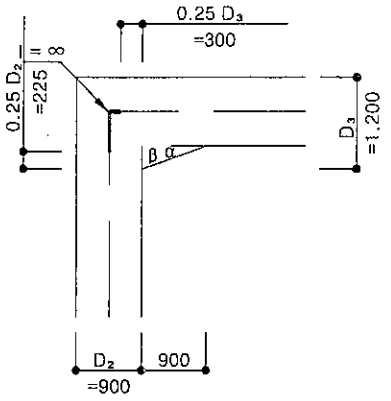
구 분		B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	적용절점
슬래브	①	1.000	0.900	0.900	0.060750	4~8
	②	1.000	1.200	1.200	0.144000	1~3, 9~11
벽 체	①	1.000	0.900	0.900	0.060750	14~18, 21~25
	②	1.000	0.975	0.975	0.077238	13, 20
	③	1.000	1.000	1.000	0.083333	1, 11, 12, 19

4) 강역구간 설정

기둥과 보의 절점부에 특히 큰 헌치가 있는 경우나 보부재 또는 기둥부재의 부재두께가 매우 큰 경우에는 강역의 영향을 고려한다. 『도로교설계기준』 4.12.3.(3)

부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서부터 절점까지로 한다. 다만, 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지로 한다. 『도로교설계기준』 4.12.3.(3)

① 시종점 벽체



α = 18.435°

β = 71.565°

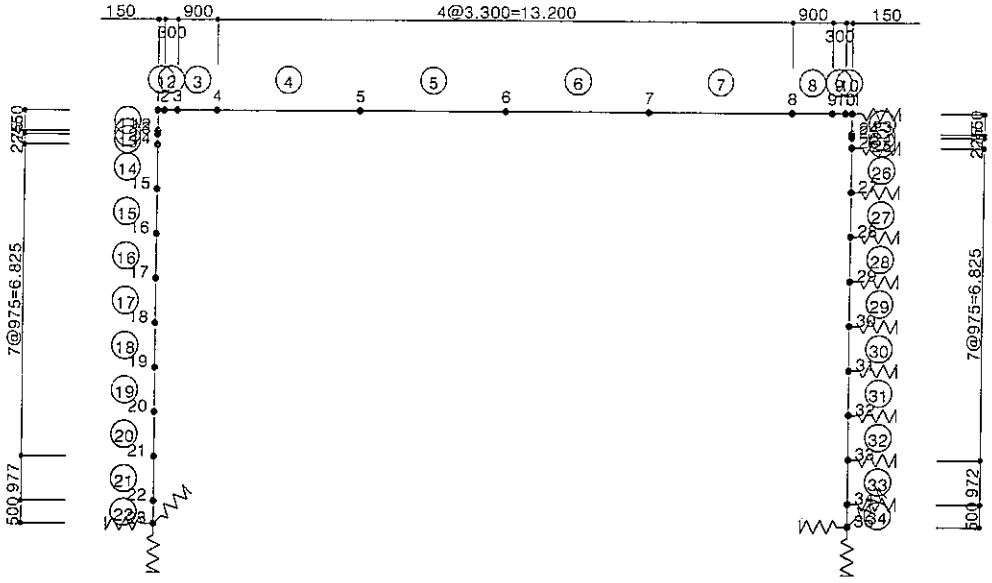
강역 계산결과

슬래브 : 150.000

벽 체 : 525.000

3.2 지진시(2D Frame)

1) 해석 모델링



2) 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	9.052	10	15.750	9.052	19	0.000	3.427	28	15.900	6.352
2	0.150	9.052	11	15.900	9.052	20	0.000	2.452	29	15.900	5.377
3	0.450	9.052	12	0.000	8.602	21	0.000	1.477	30	15.900	4.402
4	1.350	9.052	13	0.000	8.527	22	0.000	0.500	31	15.900	3.427
5	4.650	9.052	14	0.000	8.302	23	0.000	0.000	32	15.900	2.452
6	7.950	9.052	15	0.000	7.327	24	15.900	8.602	33	15.900	1.477
7	11.250	9.052	16	0.000	6.352	25	15.900	8.527	34	15.900	0.505
8	14.550	9.052	17	0.000	5.377	26	15.900	8.302	35	15.900	0.005
9	15.450	9.052	18	0.000	4.402	27	15.900	7.327			

3) 스프링강성 : 「 6) SPRING 계수 산정 」 참조

① 기초 스프링강성

위치 / 절점		kδx	kδy	kδz	kθx	kθy	kθz
시점기초	23	1497929	1497929	4285467	55704569	11906503	21637788
종점기초	35	1497929	1497929	4751417	61450971	12890824	21637788

② 벽체 스프링강성

절점	산출식	kδx	비고
1	100598 x (0.900 + 0.750) / 2	82993	
14	100598 x (0.750 + 0.975) / 2	86765	
15	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
16	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
17	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
18	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
19	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
20	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
21	100598 x (0.975 + 0.977) / 2	98201	
22	100598 x (0.977 + 1.000) / 2	99459	
11	100598 x (0.900 + 0.750) / 2	82993	
26	100598 x (0.750 + 0.975) / 2	86765	
27	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
28	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
29	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
30	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
31	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
32	100598 x (0.975 + 0.975) / 2	98083	
33	100598 x (0.975 + 0.972) / 2	97947	
34	100598 x (0.972 + 1.000) / 2	99205	

4) 단면 특성

구 분		B(m)	H(m)	A(m²)	I(m⁴)	적용절점
슬래브	①	11.835	0.900	10.652	0.718976	4~8
	②	11.835	1.200	14.202	1.704240	1~3, 9~11
벽 체	①	11.835	0.900	10.652	0.718976	14~23, 26~35
	②	11.835	0.975	11.539	0.914115	13, 25
	③	11.835	1.000	11.835	0.986250	1, 11, 12, 24

5) 강역구간 설정 : 평상시 모델링과 동일

6) SPRING 계수 산정 : 시점측 기초

① 벽체의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 종방향(교축방향 : X-DIR) 변위강성

K_S = 0.425 x Eo x B

= 0.425 x 20000 x 11.835

= 100598 kN/m

㉯ 횡방향(교축직각방향 : Y-DIR) 회전강성

K_R = 0.072 x Eo x B x H^2

= 0.072 x 20000 x 11.835 x 9.052^2

= 1396543 kN.m/rad

㉰ Y축,Z축으로의 변위강성과 X축,Z축에 대한 회전강성은 무시한다.

② 기초의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

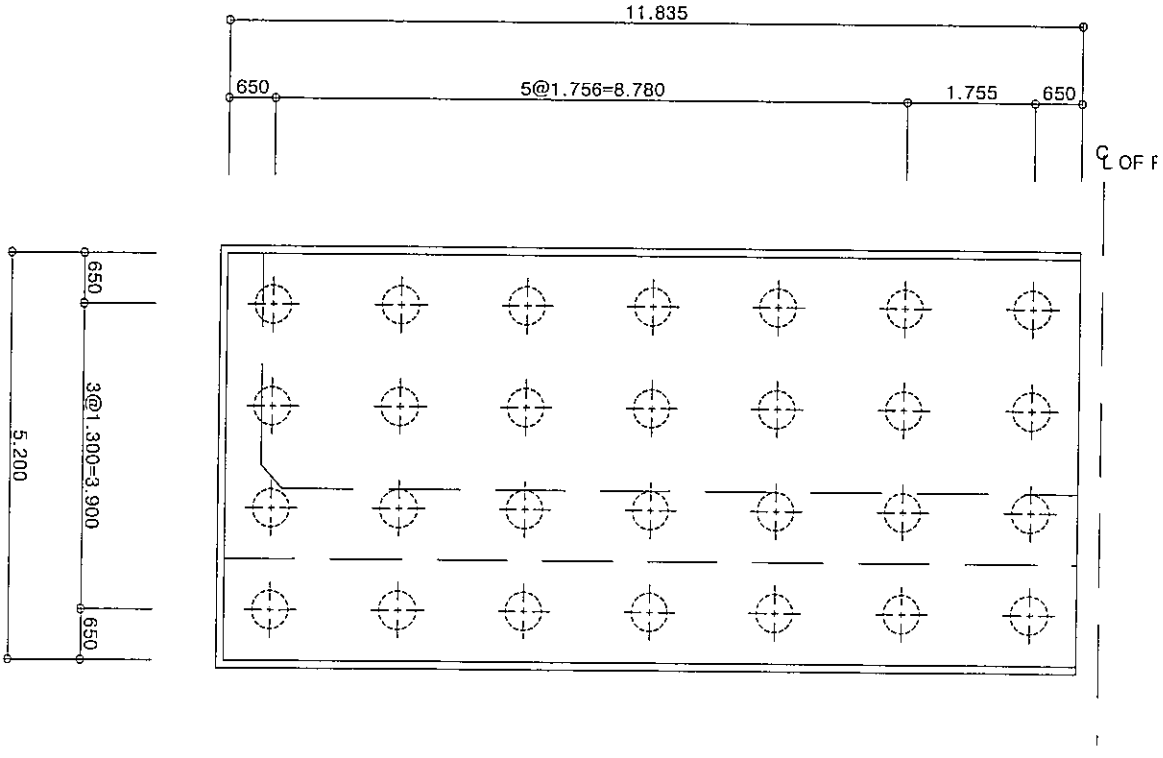
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

㉯ 말뚝의 배치



㈐ 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.629

Kv = a x Ap x Ep / L = 153052.382 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

㈑ 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 kN/m²

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

※ 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.719	90355.95
1.719	1.929	57032.23
1.929	1.950	54624.28
1.950	1.952	54403.81
1.952	1.952	54383.19
1.952	1.952	54381.25
1.952	1.952	54381.07

Kh = 54381.06 kN/m³

β = 0.512 m-1

βL = 0.512 x 13.4000 = 6.865 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

㈒ 축직각방향 스프링정수 : 말뚝머리 고정인 경우

K1 = 4EIβ³ = 53497 kN/m

K2 = 2EIβ² = 52211 kN/rad

K3 = 2EIβ² = 52211 kN/rad

K4 = 2EIβ = 101909 kN/rad

㈓ 말뚝기초의 스프링 강성

Kxt = ∑K1 = 1497929 kN/m

Kyt = ∑K1 = 1497929 kN/m

Kzt = ∑Kv = 4285467 kN/m

Kxr = Kv x ∑yi² + ∑K4 = 55704569 kN.m/m

Kyr = Kv x ∑xi² + ∑K4 = 11906503 kN.m/m

Kzr = K1 x (∑xi² + ∑yi²) = 21637788 kN.m/m

7) SPRING 계수 산정 : 종점측 기초

① 벽체의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 종방향(교축방향 : X-DIR) 변위강성

K_S = 0.425 x Eo x B

= 0.425 x 20000 x 11.835

= 100598 kN/m

㉯ 횡방향(교축직각방향 : Y-DIR) 회전강성

K_R = 0.072 x Eo x B x H^2

= 0.072 x 20000 x 11.835 x 9.047^2

= 1394986 kN.m/rad

㉰ Y축,Z축으로의 변위강성과 X축,Z축에 대한 회전강성은 무시한다.

② 기초의 변위와 회전에 대한 강성

㉮ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	11.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

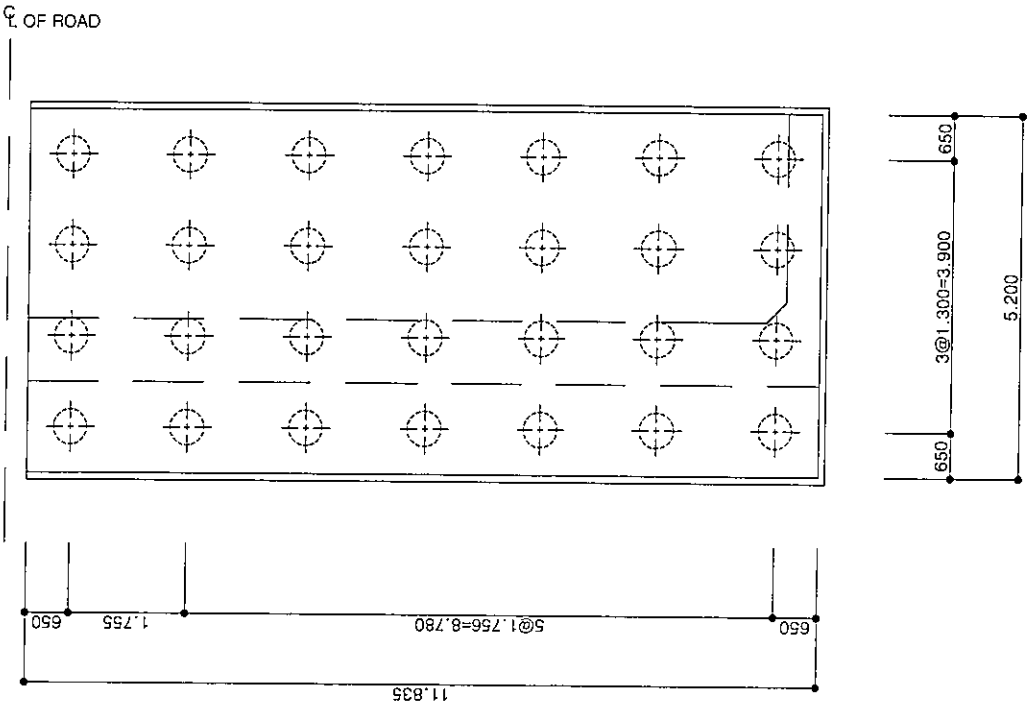
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 ∴ 2.0 m

㉯ 말뚝의 배치



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

㉰ 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.594

Kv = a x Ap x Ep / L = 169693.480 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

㉱ 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 kN/m²

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

※ 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.719	90355.95
1.719	1.929	57032.23
1.929	1.950	54624.28
1.950	1.952	54403.81
1.952	1.952	54383.19
1.952	1.952	54381.25
1.952	1.952	54381.07

Kh = 54381.06 kN/m³

β = 0.512 m-1

βL = 0.512 x 11.4000 = 5.840 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

㉲ 축직각방향 스프링정수 : 말뚝머리 고정인 경우

K1 = 4EIβ³ = 53497 kN/m

K2 = 2EIβ² = 52211 kN/rad

K3 = 2EIβ² = 52211 kN/rad

K4 = 2EIβ = 101909 kN/rad

㉳ 말뚝기초의 스프링 강성

Kxt = ∑K1 = 1497929 kN/m

Kyt = ∑K1 = 1497929 kN/m

Kzt = ∑Kv = 4751417 kN/m

Kxr = Kv x ∑yi² + ∑K4 = 61450971 kN.m/m

Kyr = Kv x ∑xi² + ∑K4 = 12890824 kN.m/m

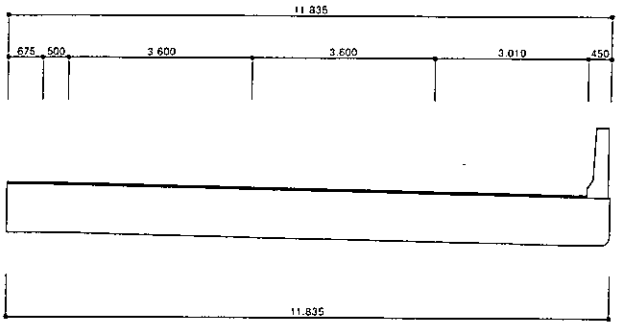
Kzr = K1 x (∑xi² + ∑yi²) = 21637788 kN.m/m

4. 하 중 산 정

4.1 고 정 하 중

1) 구체자중 : 프로그램내에서 자동고려 (w = A × γc)

2) 기타 고정하중



① 포 장	:	(0.050 x 22.500) x 11.385 / 11.835	=	1.082 kN/m²
② 방호벽	:	0.394 x 25.000 / 11.835	=	0.832 kN/m²
합 계	:		=	1.914 kN/m²

4.2 활 하 중

1) 설 계 지 간 : 15.900 m , 『도로교 설계기준』 4.8.3.2

2) 연석간의 교폭 : 11.385 m

3) 유효폭 산정 : 『도로교 설계기준』 4.7.5.1,(2)

E = 1.2 + 0.06 x L = 2.154 m (≤ 2.100 m) , ∴ E = 2.100 m

4) 충격계수 산정

i = 15 / (40 + L) = 0.268 ≤ 0.300 , ∴ i = 0.268

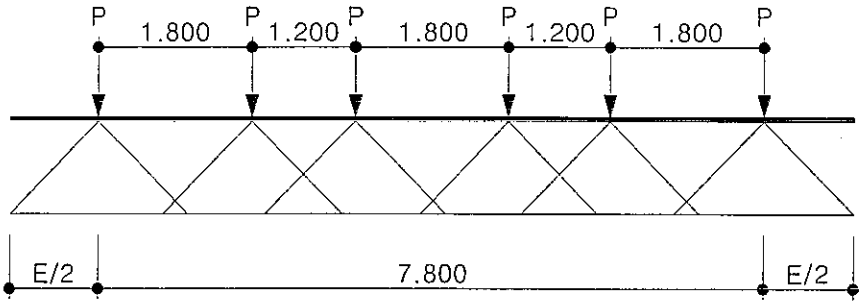
5) 설계차선 산정

연석간의 교폭(Wc)이 11.385m 이므로 3차선을 재하한다.

Wc의 범위(m)	차로수	Wc의 범위(m)	차로수
6.0 ≤ Wc < 9.1	2	23.8 ≤ Wc < 27.4	7
9.1 ≤ Wc < 12.8	3	27.4 ≤ Wc < 31.1	8
12.8 ≤ Wc < 16.4	4	31.1 ≤ Wc < 34.7	9
16.4 ≤ Wc < 20.1	5	34.7 ≤ Wc < 38.4	10
20.1 ≤ Wc < 23.8	6		

설계차로폭 W는 표준 점유폭인 3 m마다 재하한다.

6) 활하중(DB-24,DL-24) 산정



① DB-24 : 2차선재하시 적용

㉮ 1차선 재하시

Ea = 1.800 x 1 + 1.200 x 0 + 2.100 = 3.900 m

Pf = 2 x 24.000 x (1 + 0.268) / 3.900 = 15.606 kN

Pr = 2 x 96.000 x (1 + 0.268) / 3.900 = 62.425 kN

㉯ 2차선 재하시

Ea = 1.800 x 2 + 1.200 x 1 + 2.100 = 6.900 m

Pf = 4 x 24.000 x (1 + 0.268) / 6.900 = 17.642 kN

Pr = 4 x 96.000 x (1 + 0.268) / 6.900 = 70.567 kN

㉰ 3차선 재하시 : 90% 적용

Ea = 1.800 x 3 + 1.200 x 2 + 2.100 = 9.900 m

Pf = 6 x 24.000 x (1 + 0.268) / 9.900 x 0.90 = 16.599 kN

Pr = 6 x 96.000 x (1 + 0.268) / 9.900 x 0.90 = 66.397 kN

② DL-24

㉠ 모멘트 계산시

Pm = 108.000 x (1 + 0.268) / 3 = 45.648 kN

㉯ 전단력 계산시

Ps = 156.000 x (1 + 0.268) / 3 = 65.936 kN

㉰ 등분포하중

w = 12.700 x (1 + 0.268) / 3 = 5.368 kN/m

③ 단위폭당 활하중

구분	E(m)	DB-24		DL-24			비고
		Pr(kN)	Pf(kN)	w(kN/m)	Pm(kN)	Ps(kN)	
1차선	3.900	62.425	15.606	5.368	45.648	65.936	
2차선	6.900	70.567	17.642	5.368	45.648	65.936	적용
3차선	9.900	66.397	16.599	5.368	45.648	65.936	

4.3 토 압

1) 정지토압 계수

Ko = 1.0 - sinΦ = 1.0 - sin35.0° = 0.426

2) 상재하중 : 10.000 kN/㎡

3) 평상시 작용토압 : 시점측 벽체

q1	= 0.426 x (10.000 + 0.050 x 22.500 + 0.450 x 20.000)	=	8.573 kN/㎡
q2	= 8.573 + 0.426 x 0.450 x 20.000	=	12.407 kN/㎡
q3	= 8.573 + 0.426 x 0.525 x 20.000	=	13.046 kN/㎡
q4	= 8.573 + 0.426 x 0.750 x 20.000	=	14.963 kN/㎡
q5	= 8.573 + 0.426 x 2.701 x 20.000	=	31.582 kN/㎡
q6	= 8.573 + 0.426 x 4.651 x 20.000	=	48.201 kN/㎡
q7	= 8.573 + 0.426 x 6.602 x 20.000	=	64.820 kN/㎡
q8	= 8.573 + 0.426 x 8.552 x 20.000	=	81.439 kN/㎡

4) 평상시 작용토압 : 종점측 벽체

q1	= 0.426 x (10.000 + 0.050 x 22.500 + 0.450 x 20.000)	=	8.573 kN/㎡
q2	= 8.573 + 0.426 x 0.450 x 20.000	=	12.407 kN/㎡
q3	= 8.573 + 0.426 x 0.525 x 20.000	=	13.046 kN/㎡
q4	= 8.573 + 0.426 x 0.750 x 20.000	=	14.963 kN/㎡
q5	= 8.573 + 0.426 x 2.699 x 20.000	=	31.572 kN/㎡
q6	= 8.573 + 0.426 x 4.649 x 20.000	=	48.180 kN/㎡
q7	= 8.573 + 0.426 x 6.598 x 20.000	=	64.788 kN/㎡
q8	= 8.573 + 0.426 x 8.547 x 20.000	=	81.396 kN/㎡

4.4 온 도 하 중

1) 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 ㎜)

2) 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃

4.5 건 조 수 축

1) 선팽창계수(α) : 1.000×10^{-5}

2) 건조수축률(ε) : 15.00×10^{-5}

3) 15℃의 온도하중으로 변환하여 설계한다.

ΔT = -ε / α = -0.000150/0.000010 = -15℃

4.6 지 점 침 하

지점침하는 20mm로 추정하여 설계한다.

(콘크리트교에서는 탄성설계력의 50%를 적용, 『도로교 설계기준』 2.1.15)

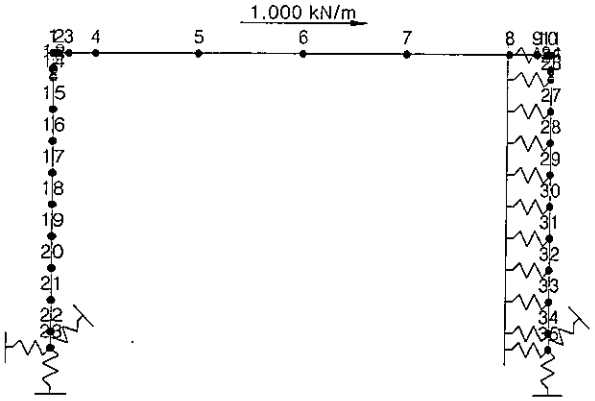
→ 지점침하는 10mm로 탄성해석에 적용.

4.7 종방향 지진하중

1) 상부구조 자중 계산

①	슬래브	: 0.900 x 11.835 x 25.000	=	266.288 kN/m
②	헌치 1	: (0.900 x 0.300)/2 x 11.835 x 25.000 / 15.900	=	2.512 kN/m
③	헌치 2	: (0.900 x 0.300)/2 x 11.835 x 25.000 / 15.900	=	2.512 kN/m
④	기타하중	: 1.914 x 11.835	=	22.652 kN/m
	합 계	:	=	293.964 kN/m

2) 단위하중재하 및 변위계산



→ 종방향 최대변위 V(x) = 0.000025100 m

3) α, β, γ 계수값 산정

W(x) = 293.964 kN/m

α = $\int_0^L \cdot V_s(x) \cdot dy$ = 0.000025100 x 15.900 = 0.000399090 m²

β = $\int_0^L \cdot W(x) \cdot V_s(x) \cdot dy$ = 293.964 x 0.000025100 x 15.900 = 0.117318169 kN.m

γ = $\int_0^L \cdot W(x) \cdot V_s(x)^2 \cdot dy$ = 293.964 x 0.000025100² x 15.900 = 0.000002945 kN.m²

4) 교량의 주기 계산

T = $2\pi \cdot \sqrt{\frac{r}{P_o \cdot g \cdot \alpha}}$; Po : 가상 정적 단위하중 (1.000 kN/m)

= 2π x √(0.000002945 / (1.000 x 9.810 x 0.000399090))

= 0.172 (sec)

5) 탄성지진 응답계수 계산

$$Cs = \frac{1.2 \cdot (A) \cdot (S)}{T^{\frac{2}{3}}}$$; S : 토질 형상 특성에 대한 무차원 계수

= 1.2 x 0.154 x 1.200 / 0.172^2⁄3

= 0.716 (≤ 2.5 x A), ∴ Cs = 0.385 적용

6) 등가 정적 지진하중 계산

$$Pe = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} \cdot W(x) \cdot V_s(x)$$

= 0.117 x 0.385 / 0.000002945 x 293.964 x 0.000025100

= 113.176 kN/m

4.8 횡방향 지진하중 : 횡방향 강성이 매우 크므로 생략한다.

4.9 지진시 토압

1) 지진시 주동토압

① 지진시 주동토압계수(Mononobe-Okabe식 적용)

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

= 0.314

여기서, Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(= 35.00 도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(= 0 도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(= 0 도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(= 0 도)

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

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)] = 4.403, Kv = 0.000

② 지진시 주동토압 : 시점측 벽체

P_{AE} = ½ x Kae x r x H² x B

= ½ x 0.314 x 20.000 x 9.052² x 11.835

= 3045.240 kN

③ 지진시 주동토압 : 종점측 벽체

P_{AE} = ½ x Kae x r x H² x B

= ½ x 0.314 x 20.000 x 9.047² x 11.835

= 3041.845 kN

2) 평상시 주동토압

① 평상시 주동토압계수(Coulomb식 적용)

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

= 0.271

② 시점측 벽체

P_A = ½ γ x r x H² x B

= ½ x 0.271 x 20.000 x 9.052² x 11.835

= 2628.216 kN

h = 1/3 x 9.05 = 3.017 m

③ 종점측 벽체

P_A = ½ γ x r x H² x B

= ½ x 0.271 x 20.000 x 9.047² x 11.835

= 2625.287 kN

h = 1/3 x 9.05 = 3.016 m

3) 지진시 주동토압의 작용점 산정

① 평상시 주동토압 : 시점측 벽체

ΔP_{AE} = 3045.240 - 2628.216 = 417.023 kN

h = 0.6 x 9.052 = 5.431 m

② 평상시 주동토압 : 종점측 벽체

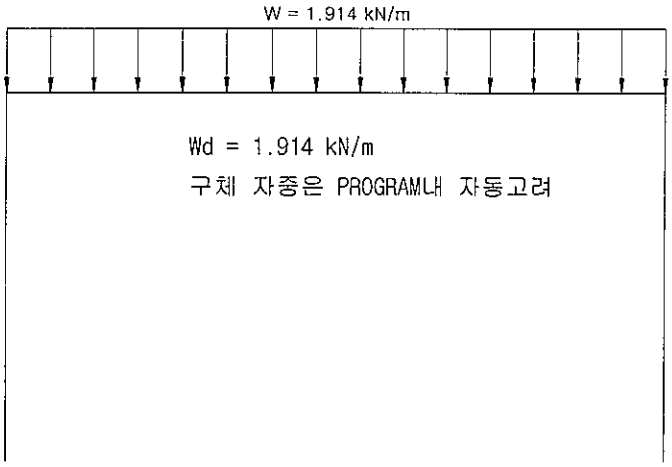
ΔP_{AE} = 3041.845 - 2625.287 = 416.558 kN

h = 0.6 x 9.047 = 5.428 m

5. 하 중 재 하

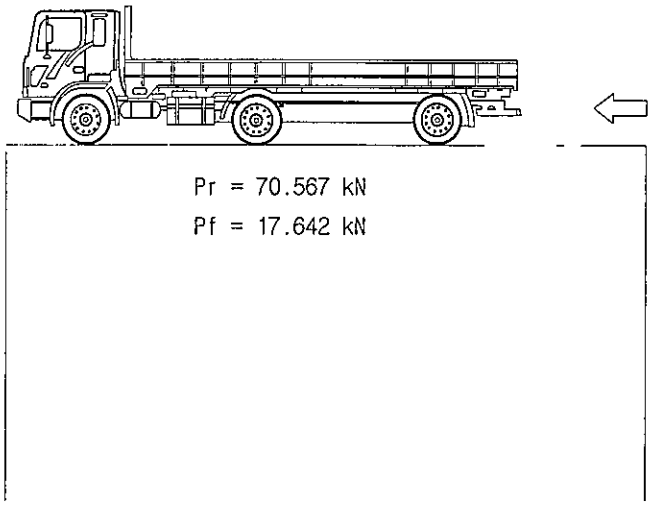
5.1 평 상 시

1) 고정하중

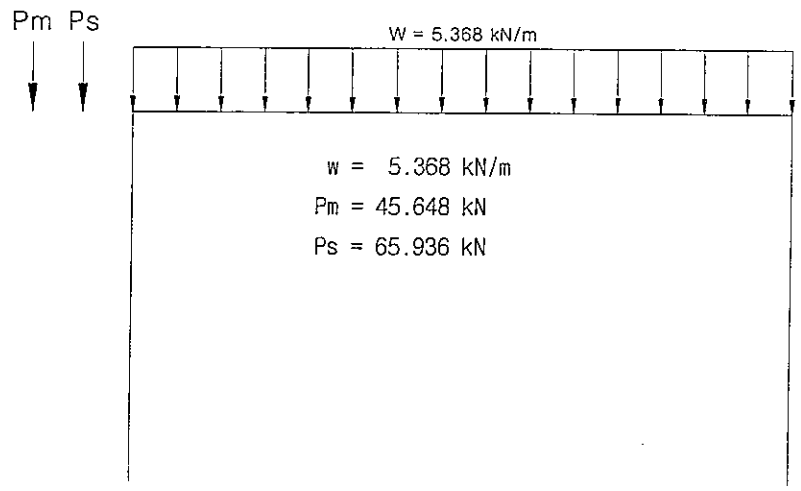


2) 활하중

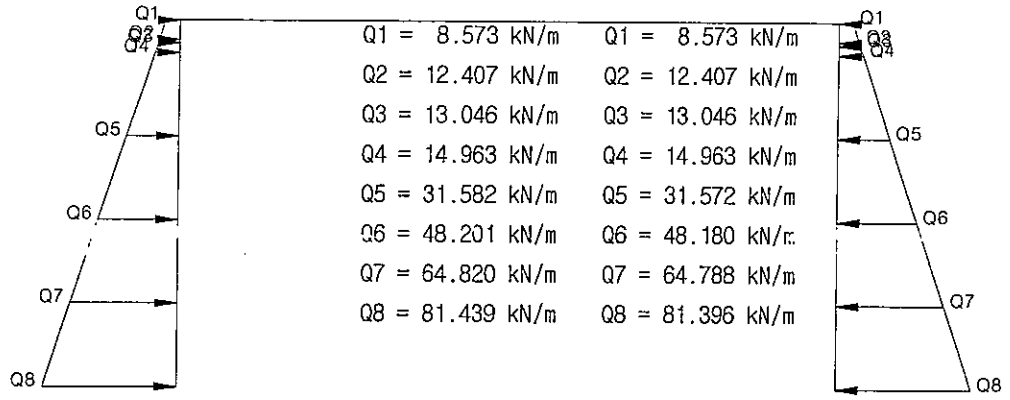
① DB-24



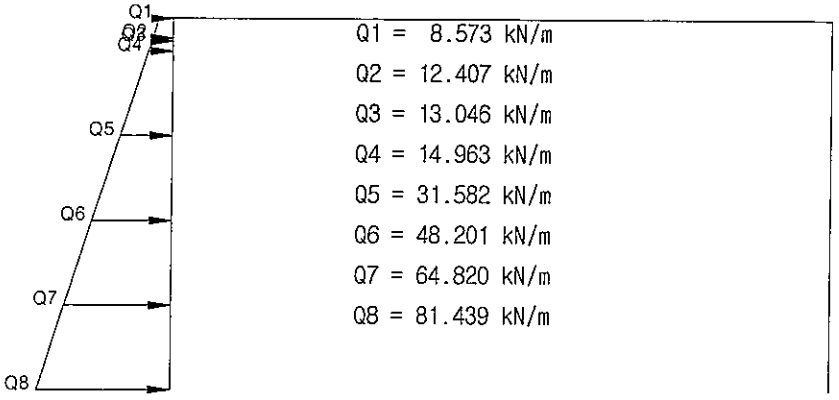
② DL-24



3) 양토압



4) 편토압



5) 온도하중 (+)

① 콘크리트교의 온도변화 범위 : 10 ℃ (단면최소치수 : 900 ㎜)

② 바닥판 상하면 온도차 : 5 ℃

6) 온도하중 (-)

① 콘크리트교의 온도변화 범위 : -10 ℃ (단면최소치수 : 900 ㎜)

② 바닥판 상하면 온도차 : -5 ℃

7) 건조수축

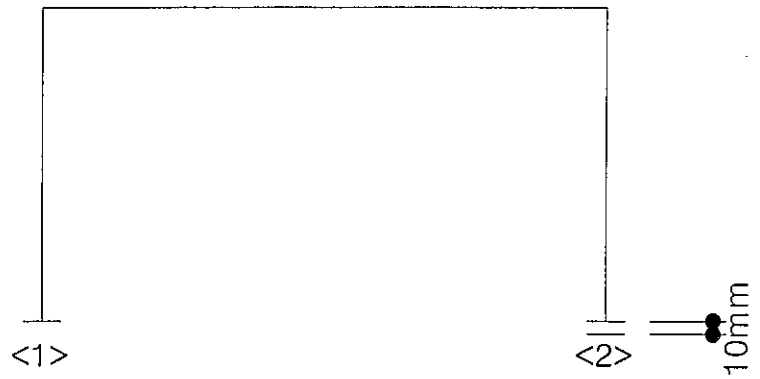
① 선팽창계수(α) : 1.000×10^{-5}

② 건조수축률(ε) : 15.00×10^{-5}

③ 15℃의 온도하중으로 변환하여 설계한다.

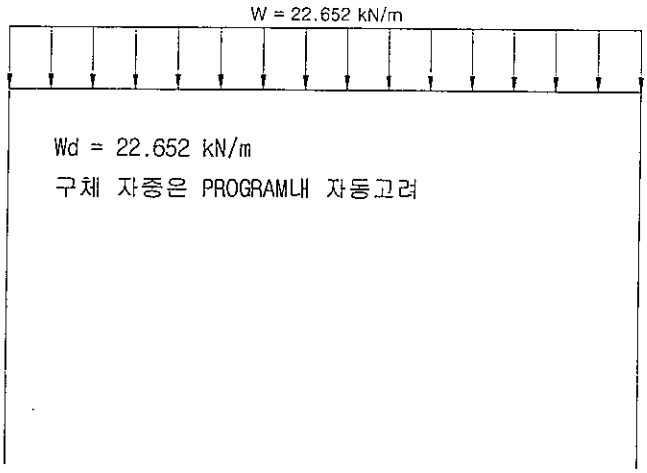
$\Delta T = -\alpha / \varepsilon = -0.000150/0.000010 = -15℃$

8) 지점침하

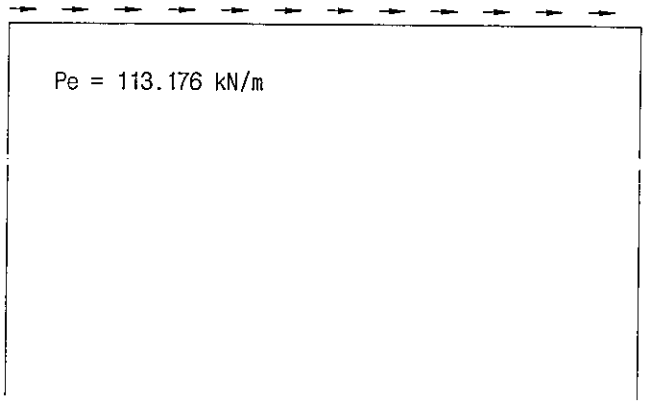


5.2 지 진 시

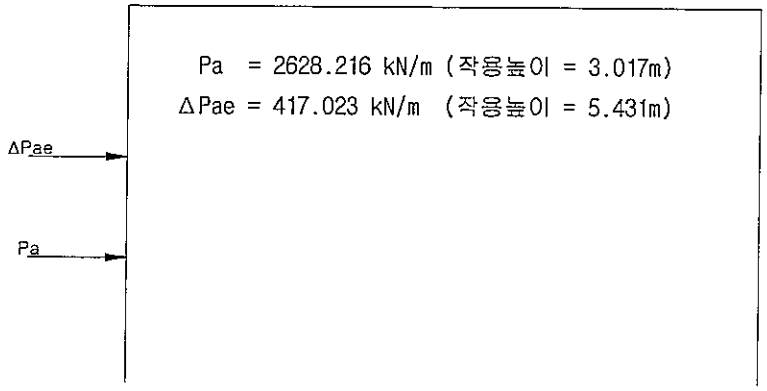
1) 고정하중



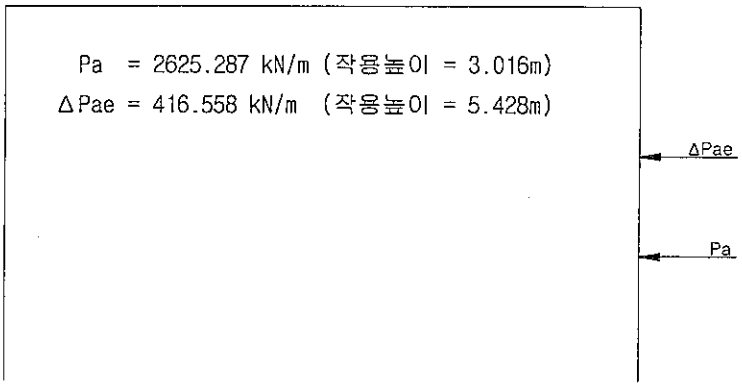
2) 종방향 지진하중



3) 지진시 토압 : 시점측벽체



4) 지진시 토압 : 종점측벽체



6. 하중조합

6.1 사용하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	은도 하중(+)	은도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
SV01	1.00	1.00	1.00		1.00					
SV02	1.00	1.00		1.00	1.00					
SV03	1.00	1.00	1.00			1.00				
SV04	1.00	1.00		1.00		1.00				
SV05	1.00	1.00			1.00					
SV06	1.00	1.00				1.00				
SV07	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00
SV08	1.00	1.00	1.00		1.00			1.00	1.00	1.00
SV09	1.00	1.00		1.00	1.00		1.00		1.00	1.00
SV10	1.00	1.00		1.00	1.00			1.00	1.00	1.00
SV11	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00		1.00	1.00
SV12	1.00	1.00	1.00			1.00		1.00	1.00	1.00
SV13	1.00	1.00		1.00		1.00	1.00		1.00	1.00
SV14	1.00	1.00		1.00		1.00		1.00	1.00	1.00
SV15	1.00	1.00			1.00		1.00		1.00	1.00
SV16	1.00	1.00			1.00			1.00	1.00	1.00
SV17	1.00	1.00				1.00	1.00		1.00	1.00
SV18	1.00	1.00				1.00		1.00	1.00	1.00
SV19	1.00	1.00	1.00		0.50					
SV20	1.00	1.00		1.00	0.50					
SV21	1.00	1.00	1.00			0.50				
SV22	1.00	1.00		1.00		0.50				
SV23	1.00	1.00			0.50					
SV24	1.00	1.00				0.50				
SV25	1.00	1.00	1.00		0.50		1.00		1.00	1.00
SV26	1.00	1.00	1.00		0.50			1.00	1.00	1.00
SV27	1.00	1.00		1.00	0.50		1.00		1.00	1.00
SV28	1.00	1.00		1.00	0.50			1.00	1.00	1.00
SV29	1.00	1.00	1.00			0.50	1.00		1.00	1.00
SV30	1.00	1.00	1.00			0.50		1.00	1.00	1.00
SV31	1.00	1.00		1.00		0.50	1.00		1.00	1.00
SV32	1.00	1.00		1.00		0.50		1.00	1.00	1.00
SV33	1.00	1.00			0.50		1.00		1.00	1.00
SV34	1.00	1.00			0.50			1.00	1.00	1.00
SV35	1.00	1.00				0.50	1.00		1.00	1.00
SV36	1.00	1.00				0.50		1.00	1.00	1.00

6.2 계수하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지점 침하
UL01	1.30	1.50	2.15		1.70					
UL02	1.30	1.50		2.15	1.70					
UL03	1.30	1.50	2.15			1.70				
UL04	1.30	1.50		2.15		1.70				
UL05	1.30	1.50			1.70					
UL06	1.30	1.50				1.70				
UL07	1.30	1.50	1.30		1.70		1.30		1.30	1.30
UL08	1.30	1.50	1.30		1.70			1.30	1.30	1.30
UL09	1.30	1.50		1.30	1.70		1.30		1.30	1.30
UL10	1.30	1.50		1.30	1.70			1.30	1.30	1.30
UL11	1.30	1.50	1.30			1.70	1.30		1.30	1.30
UL12	1.30	1.50	1.30			1.70		1.30	1.30	1.30
UL13	1.30	1.50		1.30		1.70	1.30		1.30	1.30
UL14	1.30	1.50		1.30		1.70		1.30	1.30	1.30
UL15	1.25	1.45			1.65		1.25		1.25	1.25
UL16	1.25	1.45			1.65			1.25	1.25	1.25
UL17	1.25	1.45				1.65	1.25		1.25	1.25
UL18	1.25	1.45				1.65		1.25	1.25	1.25
UL19	1.30	1.50	2.15		0.65					
UL20	1.30	1.50		2.15	0.65					
UL21	1.30	1.50	2.15			0.65				
UL22	1.30	1.50		2.15		0.65				
UL23	1.30	1.50			0.65					
UL24	1.30	1.50				0.65				
UL25	1.30	1.50	1.30		0.65		1.30		1.30	1.30
UL26	1.30	1.50	1.30		0.65			1.30	1.30	1.30
UL27	1.30	1.50		1.30	0.65		1.30		1.30	1.30
UL28	1.30	1.50		1.30	0.65			1.30	1.30	1.30
UL29	1.30	1.50	1.30			0.65	1.30		1.30	1.30
UL30	1.30	1.50	1.30			0.65		1.30	1.30	1.30
UL31	1.30	1.50		1.30		0.65	1.30		1.30	1.30
UL32	1.30	1.50		1.30		0.65		1.30	1.30	1.30
UL33	1.25	1.45			0.65		1.25		1.25	1.25
UL34	1.25	1.45			0.65			1.25	1.25	1.25
UL35	1.25	1.45				0.65	1.25		1.25	1.25
UL36	1.25	1.45				0.65		1.25	1.25	1.25

6.3 계수하중 조합(최대 편심)

구 분	고정 하중	연직 토압	만재 활하중	편재 활하중	양토압	편토압	온도 하중(+)	온도 하중(-)	건조 수축	지정 침하
UE01	1.00	1.00	2.15		1.70					
UE02	1.00	1.00		2.15	1.70					
UE03	1.00	1.00	2.15			1.70				
UE04	1.00	1.00		2.15		1.70				
UE05	1.00	1.00			1.70					
UE06	1.00	1.00				1.70				
UE07	1.00	1.00	1.30		1.70		1.30		1.30	1.30
UE08	1.00	1.00	1.30		1.70			1.30	1.30	1.30
UE09	1.00	1.00		1.30	1.70		1.30		1.30	1.30
UE10	1.00	1.00		1.30	1.70			1.30	1.30	1.30
UE11	1.00	1.00	1.30			1.70	1.30		1.30	1.30
UE12	1.00	1.00	1.30			1.70		1.30	1.30	1.30
UE13	1.00	1.00		1.30		1.70	1.30		1.30	1.30
UE14	1.00	1.00		1.30		1.70		1.30	1.30	1.30
UE15	0.95	0.95			1.65		1.25		1.25	1.25
UE16	0.95	0.95			1.65			1.25	1.25	1.25
UE17	0.95	0.95				1.65	1.25		1.25	1.25
UE18	0.95	0.95				1.65		1.25	1.25	1.25
UE19	1.00	1.00	2.15		0.65					
UE20	1.00	1.00		2.15	0.65					
UE21	1.00	1.00	2.15			0.65				
UE22	1.00	1.00		2.15		0.65				
UE23	1.00	1.00			0.65					
UE24	1.00	1.00				0.65				
UE25	1.00	1.00	1.30		0.65		1.30		1.30	1.30
UE26	1.00	1.00	1.30		0.65			1.30	1.30	1.30
UE27	1.00	1.00		1.30	0.65		1.30		1.30	1.30
UE28	1.00	1.00		1.30	0.65			1.30	1.30	1.30
UE29	1.00	1.00	1.30			0.65	1.30		1.30	1.30
UE30	1.00	1.00	1.30			0.65		1.30	1.30	1.30
UE31	1.00	1.00		1.30		0.65	1.30		1.30	1.30
UE32	1.00	1.00		1.30		0.65		1.30	1.30	1.30
UE33	0.95	0.95			0.65		1.25		1.25	1.25
UE34	0.95	0.95			0.65			1.25	1.25	1.25
UE35	0.95	0.95				0.65	1.25		1.25	1.25
UE36	0.95	0.95				0.65		1.25	1.25	1.25

6.4 지진하중 조합

구 분	고정 하중	연직 토압	양토압	지진 하중
EQ01	1.00	1.00	1.00	1.00

7. 단면력 집계

7.1 평상시 단면력

구 분		휨모멘트(kN.m) / m		전단력(kN) / m
		계수하중	사용하중	계수하중
		2D FRAME	2D FRAME	2D FRAME
슬래브	좌측단부	-1320.994	-927.552	565.767
	중앙부(지간1)	863.802	620.093	0.000
	우측단부	-1321.119	-927.663	565.762
시점벽체	상단부	-1247.398	-893.460	350.048
	중앙(전면)	320.165	193.186	275.169
	중앙(배면)	-380.177	-292.444	275.169
	하단(전면)	983.584	632.864	492.393
	하단(배면)	-1158.609	-686.418	492.393
종점벽체	상단부	-1247.419	-893.524	350.048
	중앙(전면)	320.000	193.095	275.367
	중앙(배면)	-380.415	-292.627	275.367
	하단(전면)	983.826	633.237	491.901
	하단(배면)	-1158.050	-686.204	491.901

7.2 지진시 단면력

구 분		휨모멘트(kN.m) / m	전단력(kN) / m
슬래브	좌측단부	-656.578	219.457
	중앙부(지간1)	282.002	0.000
	우측단부	-661.524	219.942
시점벽체	상단부	-576.646	215.637
	중앙(전면)	86.966	97.945
	중앙(배면)	0.000	97.945
	하단(전면)	250.056	163.052
	하단(배면)	-241.785	163.052
종점벽체	상단부	-581.108	216.698
	중앙(전면)	80.173	99.572
	중앙(배면)	0.000	99.572
	하단(전면)	258.438	163.643
	하단(배면)	-251.143	163.643

7.3 시점측벽체 기초검토용 하중

구 분	수직력(kN)	모멘트(kN.m)	수평력(kN)	비 고
사용하중	557.627	-632.864	275.629	축력 최대 (SV11)
	557.624	686.418	271.536	부모멘트 최대 (SV12)
	557.627	-632.864	275.629	정모멘트 최대 (SV11)
계수하중	827.141	-983.584	468.559	축력 최대 (UL03)
	731.846	1158.609	487.072	부모멘트 최대 (UL12)
	827.141	-983.584	468.559	정모멘트 최대 (UL03)
지진시	435.883	323.312	163.052	지진시 (EQ01)

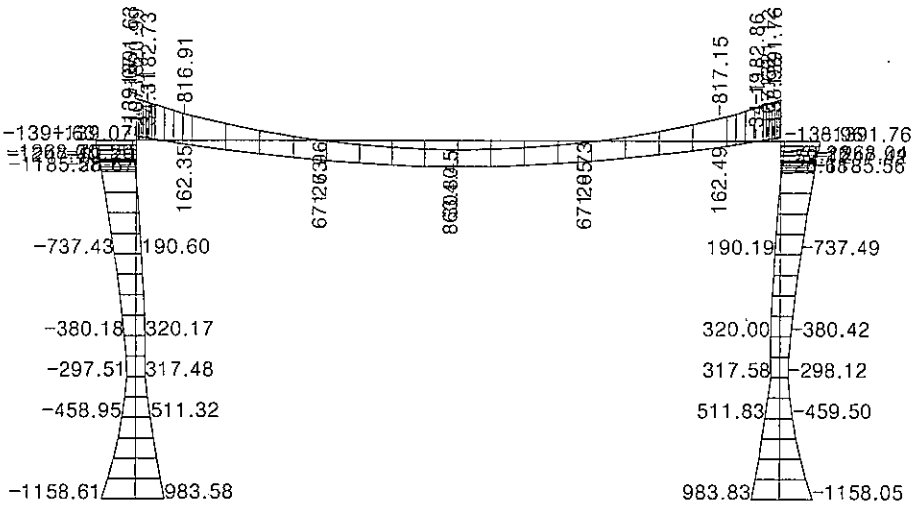
7.4 종점측벽체 기초검토용 하중

구 분	수직력(kN)	모멘트(kN.m)	수평력(kN)	비 고
사용하중	557.516	686.204	271.247	축력 최대 (SV12)
	557.516	686.204	271.247	부모멘트 최대 (SV12)
	557.513	-633.237	275.340	정모멘트 최대 (SV11)
계수하중	826.992	-983.826	468.067	축력 최대 (UL03)
	731.711	1158.050	486.581	부모멘트 최대 (UL12)
	826.992	-983.826	468.067	정모멘트 최대 (UL03)
지진시	436.254	332.965	163.643	지진시 (EQ01)

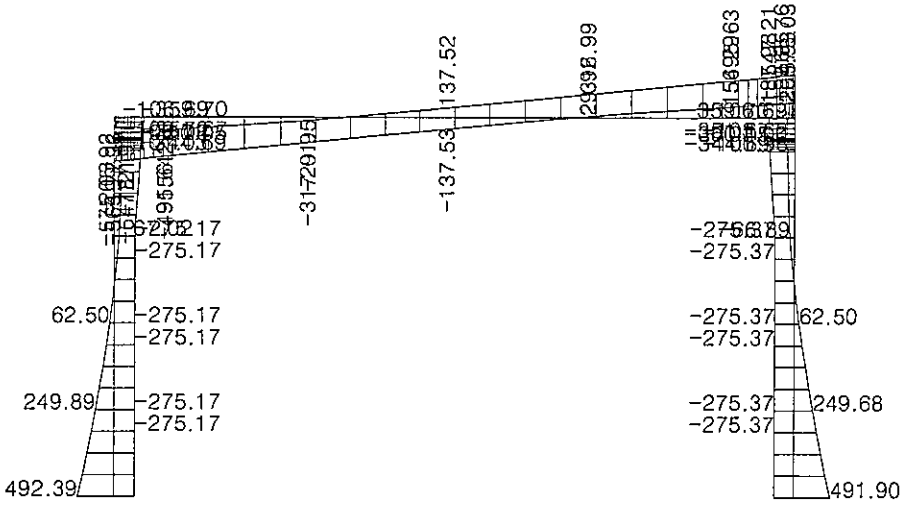
7.5 단면력도

1) 평상시 계수하중

① B.M.D

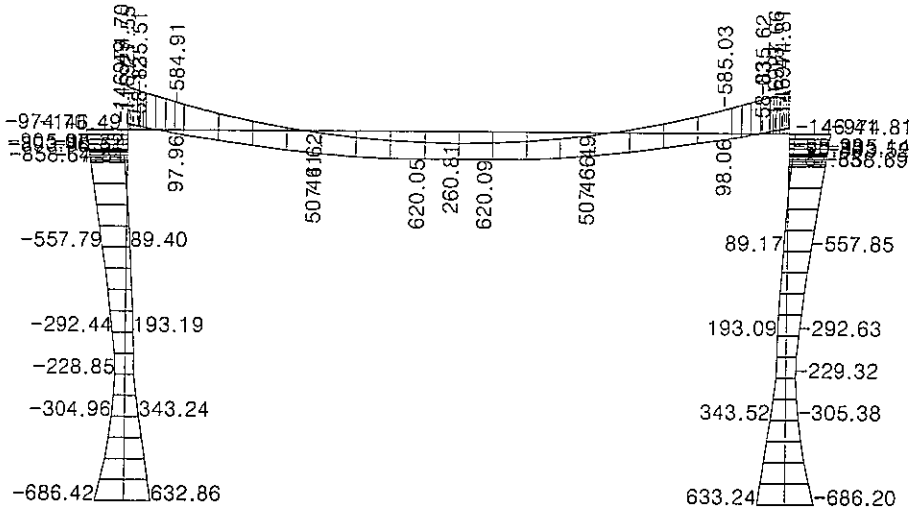


② S.F.D

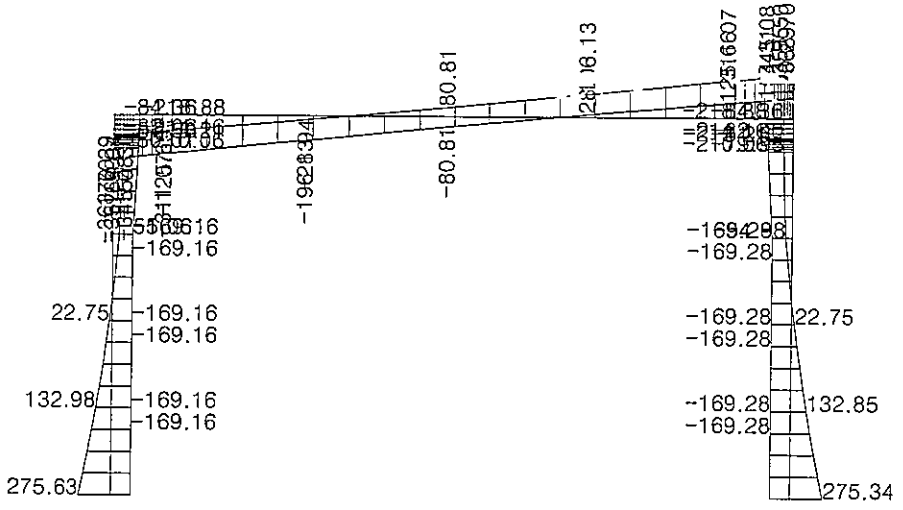


2) 평상시 사용하중

① B.M.D

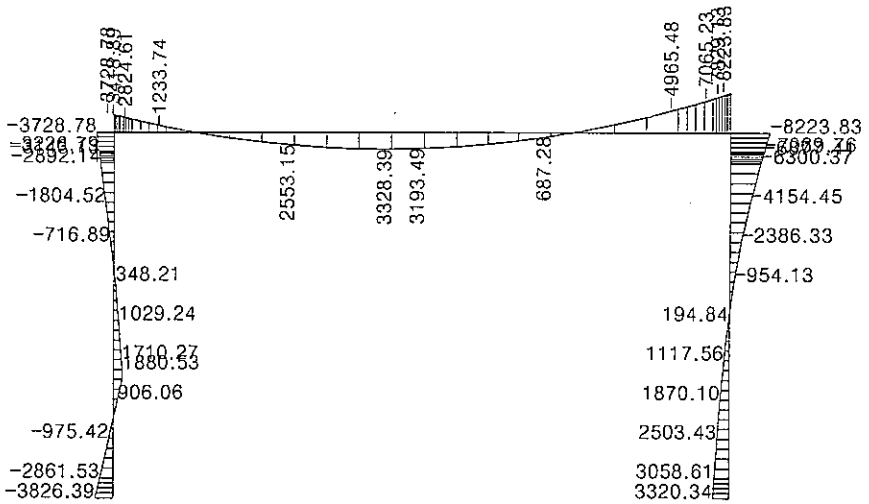


② S.F.D

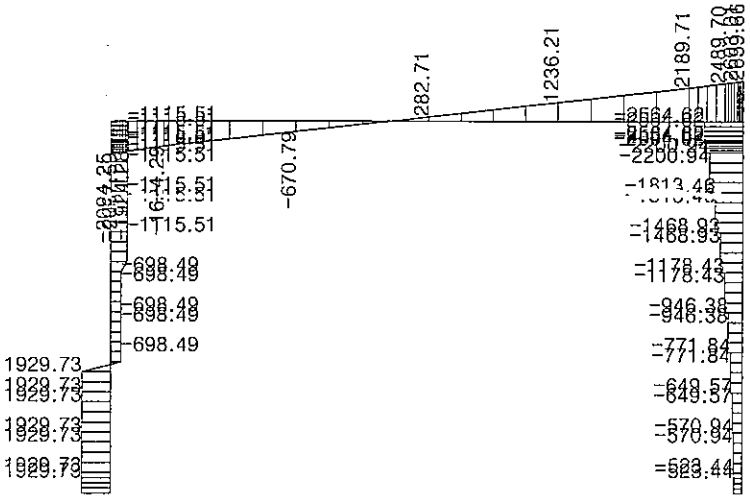


3) 지진시 : 시점부 벽체 토압

① B.M.D

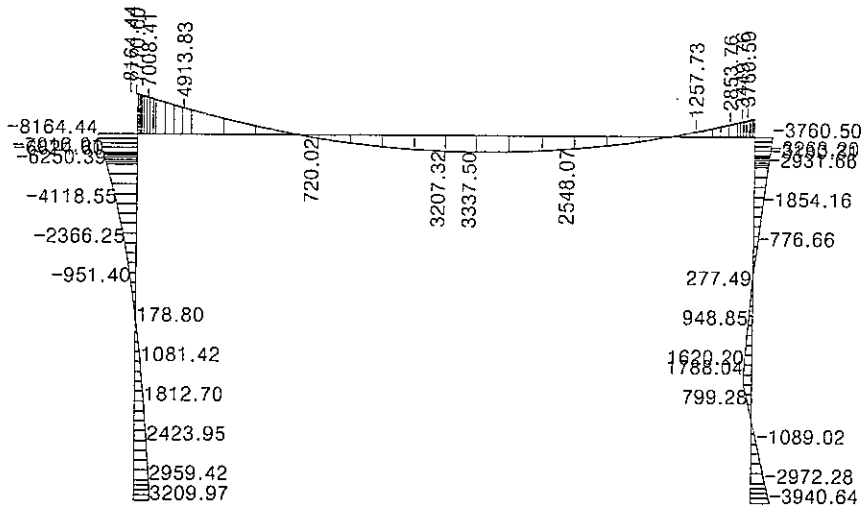


② S.F.O

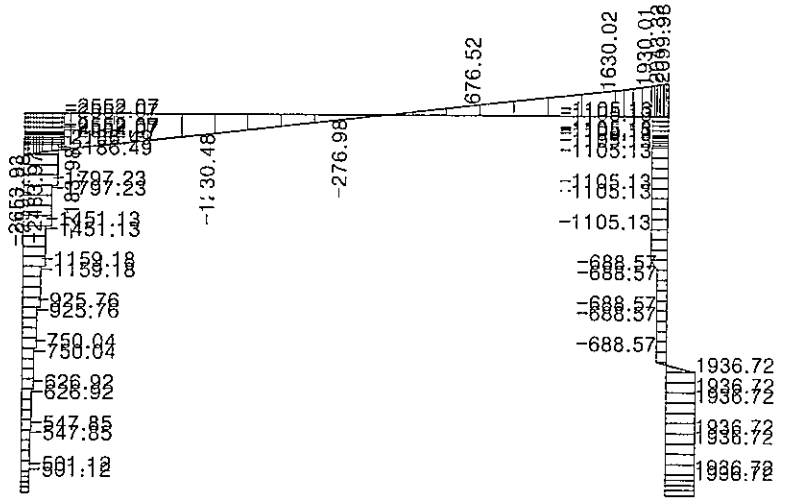


4) 지진시 : 중점벽체 토압

① B.M.D



② S.F.D



8. 단면검토

8.1 주철근 요약

구 분		b	d	Mu	φMn	필요철근량	사용철근량		안전률
		mm	mm	kN.m	kN.m	㎟	사용철근	㎟	
슬래브	좌측단부	1000.0	1120.0	1320.99	1878.75	3568.1	H29@125	5139.2	1.422
	중앙부(지간1)	1000.0	840.0	863.80	1109.02	3125.9	H25@125	4053.6	1.284
	우측단부	1000.0	1120.0	1321.12	1878.75	3568.4	H29@125	5139.2	1.422
시점벽체	상단부	1000.0	920.0	1247.40	1529.29	4151.1	H29@125	5139.2	1.226
	중앙(전면)	1000.0	820.0	320.17	623.44	1162.7	H19@125	2292.0	1.947
	중앙(배면)	1000.0	820.0	380.18	834.97	1384.0	H22@125	3096.8	2.196
	하단(전면)	1000.0	820.0	983.58	1081.46	3671.2	H25@125	4053.6	1.100
	하단(배면)	1000.0	820.0	1158.61	1354.55	4357.5	H29@125	5139.2	1.169
종점벽체	상단부	1000.0	920.0	1247.42	1529.29	4151.1	H29@125	5139.2	1.226
	중앙(전면)	1000.0	820.0	320.00	623.44	1162.1	H19@125	2292.0	1.948
	중앙(배면)	1000.0	820.0	380.42	834.97	1384.9	H22@125	3096.8	2.195
	하단(전면)	1000.0	820.0	983.83	1081.46	3672.1	H25@125	4053.6	1.099
	하단(배면)	1000.0	820.0	1158.05	1354.55	4355.3	H29@125	5139.2	1.170

8.2 전단철근 요약

구 분		ϕVc	Vu	ϕVn	다리수	필요 철근량	사용철근량			비 고
		kN	kN	kN	개	㎟	직경	간격	㎟	
슬래브	좌측단부	568.11	565.77	915.53	2.00	-	H16	300	397.2	O.K
	중앙부(지간1)	581.97	0.00	759.92	2.00	-	H16	600	397.2	O.K
	우측단부	568.11	565.76	915.53	2.00	-	H16	300	397.2	O.K
시점벽체	상단부	568.11	350.05	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부	568.11	275.17	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	하단부	568.11	492.39	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
종점벽체	상단부	568.11	350.05	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	중앙부	568.11	275.37	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K
	하단부	568.11	491.90	568.11	0.00	-		0	0.0	O.K

8.3 단면 검토

1) 슬래브 : 좌측단부

* 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	1200.0	1120.0	80.0	1321.0	565.8

* 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 (1120.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02888

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3568.056 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.440]

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 = 0.00459

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 (1120.00 - a/2) = 1878.751 kN.m

≥ Mu (= 1320.994 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.422]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 565.767 kN) , 전단보강 불필요.

2) 슬래브 : 중앙부(지간1)

* 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	900.0	840.0	60.0	863.8	0.0

* 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 (840.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02732

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3125.888 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.297]

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 = 0.00483

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 (840.00 - a/2) = 1109.022 kN.m

≥ Mu (= 863.802 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.284]

3) 슬래브 : 우측단부

* 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	1200.0	1120.0	80.0	1321.1	565.8

* 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 (1120.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02888

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3568.403 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.440]

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 = 0.00459

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 (1120.00 - a/2) = 1878.751 kN.m

≥ Mu (= 1321.119 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.422]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 565.762 kN) , 전단보강 불필요.

4) 벽체 : 시점벽체 상단부

* 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	1000.0	920.0	80.0	1247.4	350.0

* 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 (920.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02319

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4151.067 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.238]

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 = 0.00559

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 (920.00 - a/2) = 1529.286 kN.m

≥ Mu (= 1247.398 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.226]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 350.048 kN) , 전단보강 불필요.

5) 벽체 : 시정벽체 중앙(전면)

* 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	900.0	820.0	80.0	320.2	275.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04934

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1162.736 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.971]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00280

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) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 623.444 kN.m

≥ Mu (= 320.165 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.947]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 275.169 kN) , 전단보강 불필요.

6) 벽체 : 시점벽체 중앙(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	380.2	275.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 63.500) / 63.500 = 0.03574

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1383.975 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.238]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (820.00 - a/2) = 834.973 kN.m

≥ Mu (= 380.177 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.196]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 275.169 kN) , 전단보강 불필요.

7) 벽체 : 시정벽체 하단(전면)

* 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	900.0	820.0	80.0	983.6	492.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3671.151 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.104]

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 = 0.00494

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 (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 983.584 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.100]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 492.393 kN) , 전단보강 불필요.

8) 벽체 : 시점벽체 하단(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	1158.6	492.4

* 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 (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4357.493 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.179]

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 = 0.00627

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 (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 1158.609 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 492.393 kN) , 전단보강 불필요.

9) 벽체 : 종점벽체 상단부

* 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	1000.0	920.0	80.0	1247.4	350.0

* 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 (920.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02319

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4151.140 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.238]

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 = 0.00559

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 (920.00 - a/2) = 1529.286 kN.m

≥ Mu (= 1247.419 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.226]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 350.048 kN) , 전단보강 불필요.

10) 벽체 : 종점벽체 중앙(전면)

* 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	900.0	820.0	80.0	320.0	275.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04934

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1162.127 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.972]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00280

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) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 623.444 kN.m

≥ Mu (= 320.000 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.948]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 275.367 kN) , 전단보강 불필요.

10) 벽체 : 종점벽체 중앙(전면)

* 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	900.0	820.0	80.0	320.0	275.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04934

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1162.127 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.972]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00280

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) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (820.00 - a/2) = 623.444 kN.m

≥ Mu (= 320.000 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.948]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 275.367 kN) , 전단보강 불필요.

11) 벽체 : 종점벽체 중앙(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	380.4	275.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 63.500) / 63.500 = 0.03574

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1384.855 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.236]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (820.00 - a/2) = 834.973 kN.m

≥ Mu (= 380.415 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.195]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 275.367 kN) , 전단보강 불필요.

12) 벽체 : 중점벽체 하단(전면)

* 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	900.0	820.0	80.0	983.8	491.9

* 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 (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3672.091 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.104]

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 = 0.00494

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 (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 983.826 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.099]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 491.901 kN) , 전단보강 불필요.

13) 벽체 : 종점벽체 하단(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	1158.1	491.9

* 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 (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4355.283 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.180]

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 = 0.00627

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 (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 1158.050 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.170]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 491.901 kN) , 전단보강 불필요.

13) 벽체 : 중점벽체 하단(배면)

* 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	900.0	820.0	80.0	1158.1	491.9

* 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 (820.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02034

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4355.283 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.180]

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 = 0.00627

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 (820.00 - a/2) = 1354.553 kN.m

≥ Mu (= 1158.050 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.170]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 568.113 kN

≥ Vu (= 491.901 kN) , 전단보강 불필요.

9. 사용성 검토

9.1 사용철근 요약

구 분		b	d	Ms	fs	철근간격	최대간격	비 고
		mm	mm	kN.m	MPa	mm	mm	
슬래브	좌측단부	1000.0	1120.0	927.552	174.111	288.547	125.000	O.K
	중앙부(지간1)	1000.0	840.0	620.093	197.114	280.766	125.000	O.K
	우측단부	1000.0	1120.0	927.663	174.132	288.493	125.000	O.K
시점벽체	상단부	1000.0	920.0	893.460	205.645	219.191	125.000	O.K
	중앙(전면)	1000.0	820.0	193.186	109.320	544.115	125.000	O.K
	중앙(배면)	1000.0	820.0	292.444	123.611	464.578	125.000	O.K
	하단(전면)	1000.0	820.0	632.864	206.259	213.052	125.000	O.K
	하단(배면)	1000.0	820.0	686.418	178.053	278.534	125.000	O.K
종점벽체	상단부	1000.0	920.0	893.524	205.660	219.163	125.000	O.K
	중앙(전면)	1000.0	820.0	193.095	109.268	544.454	125.000	O.K
	중앙(배면)	1000.0	820.0	292.627	123.689	464.180	125.000	O.K
	하단(전면)	1000.0	820.0	633.237	206.380	212.827	125.000	O.K
	하단(배면)	1000.0	820.0	686.204	177.997	278.672	125.000	O.K

9.2 균열 검토

1) 슬래브 : 좌측단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 927.552 x 1000000 / [5139.200 x (1120.000 - 250.167/3)]
= 174.111 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5139.200)]
= 250.167 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.11) - 2.5 x 65.50 = 288.55 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 174.11) = 361.84 mm
Sa는 작은 값인 288.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 288.55 mm) ∴ O.K

2) 슬래브 : 중앙부(지간1)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 620.093 x 1000000 / [4053.600 x (840.000 - 191.796/3)]
= 197.114 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x840.0/(7x4053.600)]
= 191.796 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 60.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 60.00 - 25/2 = 47.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 197.11) - 2.5 x 47.50 = 280.77 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 197.11) = 319.61 mm
Sa는 작은 값인 280.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 280.77 mm) ∴ O.K

3) 슬래브 : 우측단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 927.663 x 1000000 / [5139.200 x (1120.000 - 250.167/3)]
= 174.132 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5139.200)]
= 250.167 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.13) - 2.5 x 65.50 = 288.49 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 174.13) = 361.79 mm
Sa는 작은 값인 288.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 288.49 mm) ∴ O.K

4) 벽체 : 시점벽체 상단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 893.460 x 1000000 / [5139.200 x (920.000 - 223.808/3)]
= 205.645 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5139.200)]
= 223.808 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 205.65) - 2.5 x 65.50 = 219.19 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 205.65) = 306.35 mm
Sa는 작은 값인 219.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 219.19 mm) ∴ O.K

5) 벽체 : 시점벽체 중앙(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 193.186 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 109.320 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 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 / 109.32) - 2.5 x 70.50 = 544.11 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.32) = 576.29 mm
Sa는 작은 값인 544.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 544.11 mm) ∴ O.K

6) 벽체 : 시점벽체 중앙(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 292.444 x 1000000 / [3096.800 x (820.000 - 168.115/3)]
= 123.611 [illegible]

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3096.800)]
= 168.115 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 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 / 123.61) - 2.5 x 69.00 = 464.58 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.61) = 509.66 mm
Sa는 작은 값인 464.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 464.58 mm) ∴ O.K

7) 벽체 : 시점벽체 하단(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 632.864 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 206.259 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 206.26) - 2.5 x 67.50 = 213.05 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 206.26) = 305.44 mm
Sa는 작은 값인 213.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 213.05 mm) ∴ O.K

8) 벽체 : 시점벽체 하단(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 686.418 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 178.053 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.05) - 2.5 x 65.50 = 278.53 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 178.05) = 353.83 mm
Sa는 작은 값인 278.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 278.53 mm) ∴ O.K

9) 벽체 : 종점벽체 상단부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 893.524 x 1000000 / [5139.200 x (920.000 - 223.808/3)]
= 205.660 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5139.200)]
= 223.808 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 205.66) - 2.5 x 65.50 = 219.16 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 205.66) = 306.33 mm
Sa는 작은 값인 219.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 219.16 mm) ∴ O.K

10) 벽체 : 종점벽체 중앙(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 193.095 x 1000000 / [2292.000 x (820.000 - 146.958/3)]
= 109.268 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x2292.000)]
= 146.958 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 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 / 109.27) - 2.5 x 70.50 = 544.45 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.27) = 576.56 mm
Sa는 작은 값인 544.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 544.45 mm) ∴ O.K

11) 벽체 : 종점벽체 중앙(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 292.627 x 1000000 / [3096.800 x (820.000 - 168.115/3)]
= 123.689 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3096.800)]
= 168.115 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 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 / 123.69) - 2.5 x 69.00 = 464.18 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.69) = 509.34 mm
Sa는 작은 값인 464.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 464.18 mm) ∴ O.K

12) 벽체 : 종점벽체 하단(전면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 633.237 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 206.380 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 206.38) - 2.5 x 67.50 = 212.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 206.38) = 305.26 mm
Sa는 작은 값인 212.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 212.83 mm) ∴ O.K

13) 벽체 : 종점벽체 하단(배면)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 686.204 x 1000000 / [5139.200 x (820.000 - 209.570/3)]
= 177.997 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x5139.200)]
= 209.570 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.00) - 2.5 x 65.50 = 278.67 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 178.00) = 353.94 mm

Sa는 작은 값인 278.67 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 278.67 mm) ∴ O.K

10. 처짐 및 피로 검토

10.1 처짐 검토

- 깊이가 일정한 부재의 최소두께

상부구조의 형식	최소두께(m)	
	단순경간	연속경간
주철근이 차량 진행방향에 나란하거나 직각인 교량 슬래브	1.2(S+3)/30	(S+3)/30

* 변단면 부재가 사용되는 경우, 위의 값은 정모멘트 단면과 부모멘트단면에서의 상대강성의 변화를 고려하기 위해 수정될 수 있다.
* S는 경간 길이를 나타낸다(m).

상부구조물의 최소 두께 : tmin = 1.2 x (S + 3.000)/30

= 1.2 x (15.900 + 3.000)/30

= 0.756 m < tuse = 0.900 m

∴ 처짐 검토 불필요. [도설기 4.4.9.5 P.300 - 2005]

10.2 피로 검토

- 충격을 포함한 사용활하중에 의한 철근의 응력 범위 및 프리스트레싱 긴장재의 인장응력 변동 범위가 표 4.4.5의 응력 이내에 들면 피로에 대하여 검토할 필요가 없다.

- 피로를 고려하지 않아도 되는 철근의 응력범위

철근의 종류	철근의 인장 및 압축응력 범위 (MPa)
SD 300	130
SD 350	140
SD 400	150

1) 상부 슬래브 1지간부

$M_{L\max}$ = 213.529 kN.m (활하중과 충격에 의해 야기되는 최대 모멘트)

$M_{L\min}$ = 0 kN.m (활하중과 충격에 의해 야기되는 최소 모멘트)

사용철근 : As = H25 @ 125

= 4053.6 ㎟

$M_L = M_{L\max} - M_{L\min} = 213.529 - 0 = 213.529$ kN.m

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2000000}{278040} = 7$$

$$p = \frac{As}{b \times d} = \frac{4053.6}{1000 \times 840} = 0.0048257$$

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

$$= -7 \times 0.0048257 + \sqrt{((7 \times 0.0048257)^2 + 2 \times 7 \times 0.0048257)}$$

$$= 0.228$$

$$j = 1 - k/3 = 0.924$$

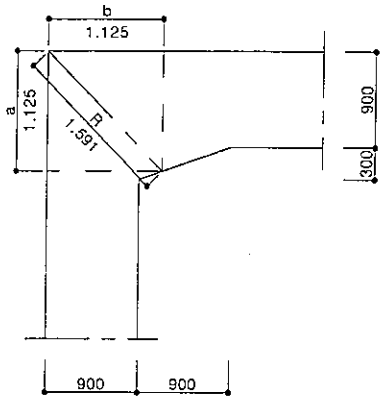
$$\Delta f = \frac{M_L}{As \times j \times d} = \frac{213.529 \times 10^{6}}{4053.6 \times 0.924 \times 840} = 67.876 \text{ MPa}$$

f_f = 150 MPa > Δf = 67.876 MPa ∴ O.K

11. 우각부 및 배력철근 검토

11.1 우각부 검토

1) 시점측 우각부



슬래브 두께 = 0.900 m
벽체 두께 = 0.900 m
헌치 높이 = 0.300 m
헌치 폭 = 0.900 m

a = 0.900 + tan(18.435) x ΔL
b = 0.900 + 0.900 - ΔL
a = b , ΔL = (0.900+0.900-0.900)/(tan(18.435)+1)
ΔL = 0.675 m
a = 0.900 + tan(18.435) x 0.675 = 1.125 m
b = 0.900 + 0.900 - 0.675 = 1.125 m
R = $\sqrt{(a^2 + b^2)}$
= $\sqrt{(1.125^2 + 1.125^2)}$ = 1.591 m

Mu = 1320.994 kN.m (계수하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
Mo = 927.552 kN.m (사용하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
W = 1.000 m (절점부의 구조물 폭)

$f_{t,max} = 5\frac{M_0}{R^2 \cdot w}$

= (5 x 927552300.0) / (1591.0² x 1000.0)
= 1.832 MPa

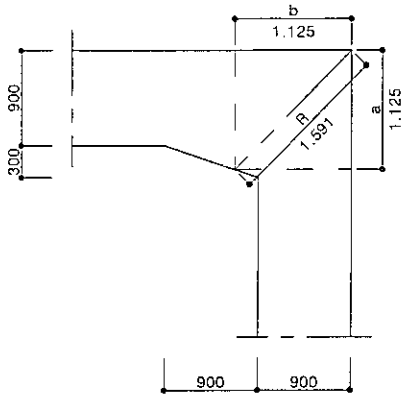
fta = 0.13√Fck = 0.675 MPa < ftmax ∴ 우각부 보강철근 필요

필요철근량 = $\frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}}$
= (2 x 927552300.0) / (1591.0 x 180)
= 6477.813 ㎟

사용철근량 = 7153.600 ㎟
- 우각부 1단 : H19 @ 125 mm = 2292.000 ㎟
- 우각부 2단 : H19 @ 125 mm = 2292.000 ㎟
- 주철근 1단 : H29 @ 250 mm = 2569.600 ㎟

사용철근량 : 7153.600 ㎟ > 필요철근량 : 6477.813 ㎟ ∴ O.K

2) 종점측 우각부



슬래브 두께 = 0.900 m
벽체 두께 = 0.900 m
헌치 높이 = 0.300 m
헌치 폭 = 0.900 m

a = 0.900 + tan(18.435) x ΔL
b = 0.900 + 0.900 - ΔL
a = b , ΔL = (0.900+0.900-0.900)/(tan(18.435)+1)
ΔL = 0.675 m
a = 0.900 + tan(18.435) x 0.675 = 1.125 m
b = 0.900 + 0.900 - 0.675 = 1.125 m
R = √(a² + b²)
= √(1.125² + 1.125²) = 1.591 m

Mu = 1321.119 kN.m (계수하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
Mo = 927.663 kN.m (사용하중하에서의 우각부 최대 모멘트)
W = 1.000 m (절점부의 구조물 폭)

$f_{t,max} = 5\frac{M_0}{R^2 \cdot w}$

= (5 x 927662671.0) / (1591.0² x 1000.0)
= 1.832 MPa

fta = 0.13√Fck = 0.675 MPa < ftmax ∴ 우각부 보강철근 필요

필요철근량 = $\frac{2 \cdot M_0}{R \cdot f_{sa}}$
= (2 x 927662671.0) / (1591.0 x 180)
= 6478.583 ㎟

사용철근량 = 7153.600 ㎟
- 우각부 1단 : H19 @ 125 mm = 2292.000 ㎟
- 우각부 2단 : H19 @ 125 mm = 2292.000 ㎟
- 주철근 1단 : H29 @ 250 mm = 2569.600 ㎟

사용철근량 : 7153.600 ㎟ > 필요철근량 : 6478.583 ㎟ ∴ O.K

11.2 배력철근 검토

1) 검토 결과 요약

① 슬래브

단위 : ㎟

구 분	주철근비		단면적비		300㎟이상		비 고
	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
좌측단부	492.1	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
중앙부(지간1)	431.2	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
우측단부	492.2	1324.0	1800.0	1986.0	300.0	662.0	O.K

② 벽체

단위 : ㎟

구 분		0.0015hb		300㎟이상		비 고
		필요철근량	사용철근량	필요철근량	사용철근량	
시점벽체	상단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부	1350.0	1986.0	300.0	1324.0	O.K
	하단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
종점벽체	상단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K
	중앙부	1350.0	1986.0	300.0	1324.0	O.K
	하단부	1350.0	1986.0	300.0	662.0	O.K

2) 배력철근 검토

① 슬래브

㉮ 좌측단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.900) = 13.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3568.1 ㎟

필요 철근량 : 3568.1 x 0.138 = 492.1 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 중앙부(지간1)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(15.900) = 13.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3125.9 ㎟

필요 철근량 : 3125.9 x 0.138 = 431.2 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉰ 우측단부

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  $\sum$ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

  $55/\sqrt{(15.900)}$ = 13.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

  소요주철근 : 3568.4 ㎟

  필요 철근량 : 3568.4 x 0.138 = 492.2 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

  단면적대비 0.0020 이상

  필요철근량 : 0.0020 x B x T

  = 0.0020 x 1000 x 900 = 1800.0 ㎟ < 1986.0 ㎟

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

  1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

② 벽체

㉮ 시점벽체 상단부

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉯ 시점벽체 중앙(전면)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

∑ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

㉡ 시점벽체 하단(배면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㉢ 종점벽체 상단부

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

㈏ 종점벽체 중앙(전면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  $\sum$ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

㈐ 종점벽체 하단(배면)

- 사용철근량

  압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

  인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

  $\sum$ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

  h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

  필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

  ∴ 1350.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

  필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

③ 접속 슬래브

㉮ 시점측 접속슬래브

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

$\sum$ = 1986.0 ㎟

- 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(6.300) = 21.91% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요주철근 : 3193.6 ㎟

필요 철근량 : 3193.6 x 0.219 = 699.8 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

- 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 해설 P.111]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

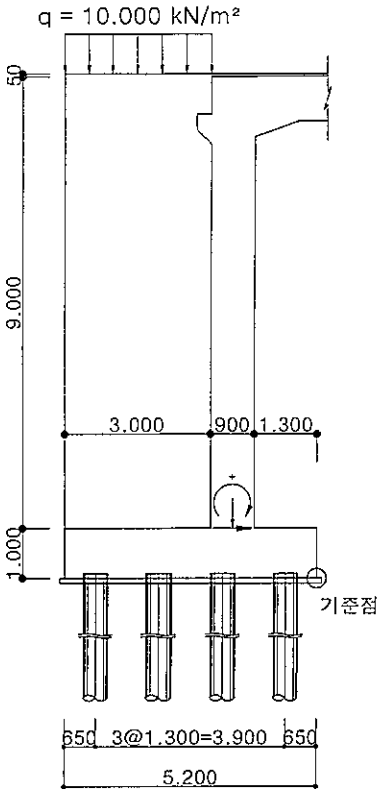
= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

12. 기초안정 검토

12.1 시점측 기초



기초자중	=	5.200	x	1.000	x	25.000
	=	130.000		kN/m		
배면토사	=	3.000	x	9.000	x	20.000
	=	539.982		kN/m		
포 장	=	3.000	x	0.050	x	22.500
	=	3.375		kN/m		
노면활하중	=	3.000	x	10.000		
	=	30.000		kN/m		

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	557.627	557.624	557.627	435.883	
수평력(H)	275.629	271.536	275.629	163.052	
모멘트(M)	-632.864	686.418	-632.864	323.312	
Combo	SV11	SV12	SV11	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	30.000		3.700		111.000		
기 초 자 중	130.000		2.600		338.000		
포 장	3.375		3.700		12.488		
배 면 토 사	539.982		3.700		1997.933		
소 계	703.357				2459.421		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	130.000	0.077	10.010	2.600	0.500	338.000	5.005	
포 장	3.375			3.700		12.488		
배 면 토 사	539.982			3.700		1997.933		
소 계	673.357		10.010			2348.421	5.005	

3) 기초 안정검토

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

4) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	557.627		1.750		975.847		
	수평력		275.629		1.000		275.629	
	모멘트					632.864		
기 타 하 중		703.357				2459.421		
총 계		1260.984	275.629			4068.132	275.629	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3792.504 / 1260.984)

= -0.408 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1260.984 x 11.835 = 14923.746 kN

수평력 = 275.629 x 11.835 = 3262.068 kN

모멘트 = 14923.746 x -0.408 = -6082.540 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	557.624		1.750		975.842		
	수평력		271.536		1.000		271.536	
	모멘트						686.418	
기 타 하 중		703.357				2459.421		
총 계		1260.981	271.536			3435.263	957.954	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2477.308 / 1260.981)

= 0.635 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1260.981 x 11.835 = 14923.707 kN

수평력 = 271.536 x 11.835 = 3213.633 kN

모멘트 = 14923.707 x 0.635 = 9482.698 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	557.627		1.750		975.847		
	수평력		275.629		1.000		275.629	
	모멘트					632.864		
기 타 하 중		703.357				2459.421		
총 계		1260.984	275.629			4068.132	275.629	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3792.504 / 1260.984)

= -0.408 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1260.984 x 11.835 = 14923.746 kN

수평력 = 275.629 x 11.835 = 3262.068 kN

모멘트 = 14923.746 x -0.408 = -6082.540 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	435.883		1.750		762.795		
	수평력		163.052		0.500		81.526	
	모멘트						323.312	
기 타 하 중		673.357	10.010			2348.421	5.005	
총 계		1109.240	173.062			3111.216	409.843	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2701.373 / 1109.240)

= 0.165 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1109.24 x 11.835 = 13127.852 kN

수평력 = 173.062 x 11.835 = 2048.194 kN

모멘트 = 13127.852 x 0.165 = 2161.669 kN.m

5) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	
2 열	1.950	7.000	13.650	
3 열	3.250	7.000	22.750	
4 열	4.550	7.000	31.850	
계		28.000	72.800	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	14923.746	14923.707	14923.746	13127.852	
수평력(H)	3262.068	3213.633	3262.068	2048.194	
모멘트(M)	-6082.540	9482.698	-6082.540	2161.669	

주) 기초 중앙과 말뚝 도심이 일치하므로 기초중앙 작용력을 사용

6) 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)

= 153052.382 x 28 / (11.835 x 5.200) = 69634.830 kN/m³

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

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 153052.382 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 11.835 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 28 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 들출길이 (m)

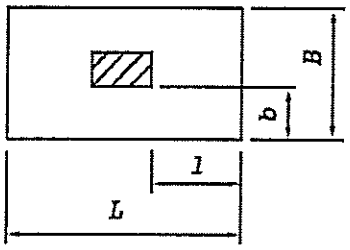
β = ⁴ √[(3 x 69634.830) / (27804000.000 x 1.000³)] = 0.294 (m-1)

∴ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000,2.600) = 2.600

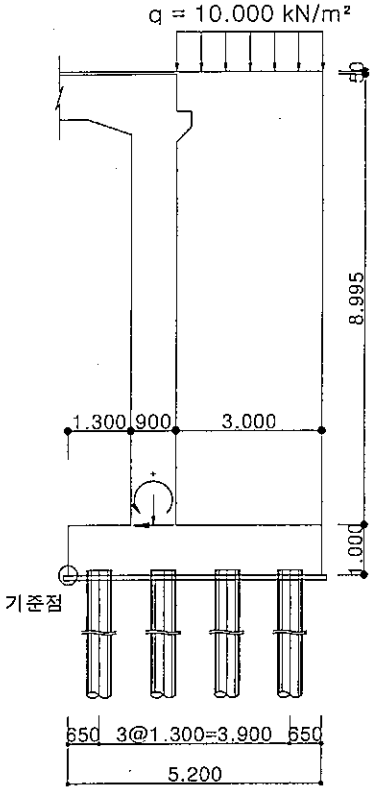
다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 5.918

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.600



β λ = 0.294 x 2.600 = 0.765 ≤ 1.0, ∴ O.K

12.2 종점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.000 x 25.000
= 130.000 kN/m

배면토사 = 3.000 x 9.000 x 20.000
= 539.998 kN/m

포 장 = 3.000 x 0.050 x 22.500
= 3.375 kN/m

노면활하중 = 3.000 x 10.000
= 30.000 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	557.516	557.516	557.513	436.254	
수평력(H)	271.247	271.247	275.340	163.643	
모멘트(M)	686.204	686.204	-633.237	332.965	
Combo	SV12	SV12	SV11	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	30.000		3.700		111.000		
기 초 자 중	130.000		2.600		338.000		
포 장	3.375		3.700		12.488		
배 면 토 사	539.998		3.700		1997.994		
소 계	703.373				2459.481		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	130.000	0.077	10.010	2.600	0.500	338.000	5.005	
포 장	3.375			3.700		12.488		
배 면 토 사	539.998			3.700		1997.994		
소 계	673.373		10.010			2348.481	5.005	

3) 기초 안정검토

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

4) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	557.516		1.750		975.654		
	수평력		271.247		1.000		271.247	
	모멘트						686.204	
기 타 하 중		703.373				2459.481		
총 계		1260.890	271.247			3435.135	957.451	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2477.684 / 1260.890)

= 0.635 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1260.89 x 11.835 = 14922.630 kN

수평력 = 271.247 x 11.835 = 3210.211 kN

모멘트 = 14922.63 x 0.635 = 9475.449 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(-)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	557.516		1.750		975.654		
	수평력		271.247		1.000		271.247	
	모멘트						686.204	
기 타 하 중		703.373				2459.481		
총 계		1260.890	271.247			3435.135	957.451	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2477.684 / 1260.890)

= 0.635 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1260.89 x 11.835 = 14922.630 kN

수평력 = 271.247 x 11.835 = 3210.211 kN

모멘트 = 14922.63 x 0.635 = 9475.449 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 11

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x활하중+1.00x편토압+1.00x온도하중(+)+1.00x건조수축+1.00x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	557.513		1.750		975.648		
	수평력		275.340		1.000		275.340	
	모멘트					633.237		
기 타 하 중		703.373				2459.481		
총 계		1260.886	275.340			4068.367	275.340	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3793.027 / 1260.886)

= -0.408 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1260.886 x 11.835 = 14922.592 kN

수평력 = 275.34 x 11.835 = 3258.646 kN

모멘트 = 14922.592 x -0.408 = -6091.734 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x앙토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	436.254		1.750		763.445		
	수평력		163.643		0.500		81.822	
	모멘트						332.965	
기 타 하 중		673.373	10.010			2348.131	5.005	
총 계		1109.628	173.653			3111.927	419.792	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2692.135 / 1109.628)

= 0.174 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1109.628 x 11.835 = 13132.445 kN

수평력 = 173.653 x 11.835 = 2055.185 kN

모멘트 = 13132.445 x 0.174 = 2282.940 kN.m

5) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	
2 열	1.950	7.000	13.650	
3 열	3.250	7.000	22.750	
4 열	4.550	7.000	31.850	
계		28.000	72.800	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	14922.630	14922.630	14922.592	13132.445	
수평력(H)	3210.211	3210.211	3258.646	2055.185	
모멘트(M)	9475.449	9475.449	-6091.734	2282.940	

주) 기초 중앙과 말뚝 도심이 일치하므로 기초중앙 작용력을 사용

6) 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)

= 169693.480 x 28 / (11.835 x 5.200) = 77206.094 kN/m³

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

Kv : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 169693.480 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 11.835 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 28 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

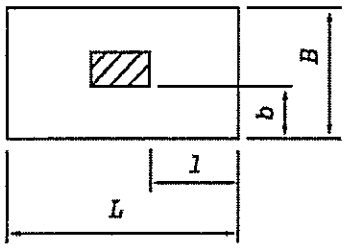
β = ⁴ √[(3 x 77206.094) / (27804000.000 x 1.000³)] = 0.302 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000,2.600) = 2.600

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 5.918

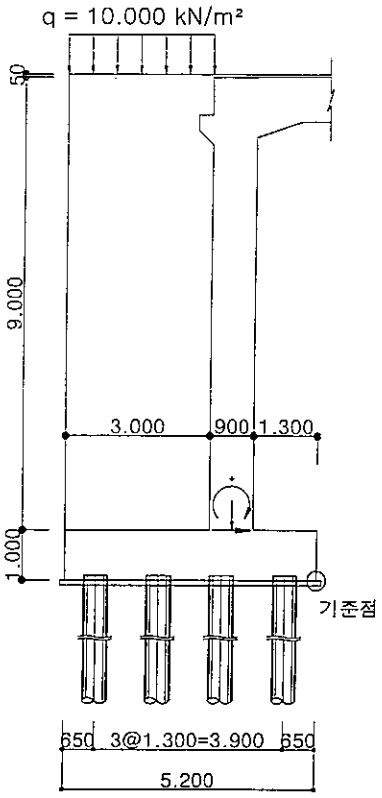
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.600



βλ = 0.302 x 2.600 = 0.785 ≤ 1.0, ∴ O.K

13. 기 초 설 계

13.1 시점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.000 x 25.000 x 1.30
= 169.000 kN/m

배면토사 = 3.000 x 9.000 x 20.000 x 1.50
= 809.973 kN/m

포 장 = 3.000 x 0.050 x 22.500 x 1.50
= 5.063 kN/m

노면활하중 = 3.000 x 10.000 x 2.15
= 64.500 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	827.141	731.846	827.141	435.883	
수평력(H)	468.559	487.072	468.559	163.052	
모멘트(M)	-983.584	1158.609	-983.584	323.312	
Combo	UL03	UL12	UL03	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	64.500		3.700		238.650		
기 초 자 중	169.000		2.600		439.400		
포 장	5.063		3.700		18.731		
배 면 토 사	809.973		3.700		2996.900		
소 계	1048.536				3693.681		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	130.000	0.077	10.010	2.600	0.500	338.000	5.005	
포 장	3.375			3.700		12.488		
배 면 토 사	539.982			3.700		1997.933		
소 계	673.357		10.010			2348.421	5.005	

3) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	827.141		1.750		1447.497		
	수평력		468.559		1.000		468.559	
	모멘트					983.584		
기 타 하 중		1048.536				3693.681		
총 계		1875.677	468.559			6124.763	468.559	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5656.204 / 1875.677)

= -0.416 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1875.677 x 11.835 = 22198.636 kN

수평력 = 468.559 x 11.835 = 5545.394 kN

모멘트 = 22198.636 x -0.416 = -9224.720 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	731.846		1.750		1280.730		
	수평력		487.072		1.000		487.072	
	모멘트						1158.609	
기 타 하 중		1023.036				3599.331		
총 계		1754.881	487.072			4880.061	1645.681	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3234.380 / 1754.881)

= 0.757 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1754.881 x 11.835 = 20769.019 kN

수평력 = 487.072 x 11.835 = 5764.502 kN

모멘트 = 20769.019 x 0.757 = 15720.562 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	827.141		1.750		1447.497		
	수평력		468.559		1.000		468.559	
	모멘트					983.584		
기 타 하 중		1048.536				3693.681		
총 계		1875.677	468.559			6124.763	468.559	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5656.204 / 1875.677)

= -0.416 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1875.677 x 11.835 = 22198.636 kN

수평력 = 468.559 x 11.835 = 5545.394 kN

모멘트 = 22198.636 x -0.416 = -9224.720 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	435.883		1.750		762.795		
	수평력		163.052		0.500		81.526	
	모멘트						323.312	
기 타 하 중		673.357	10.010			2348.421	5.005	
총 계		1109.240	173.062			3111.216	409.843	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2701.373 / 1109.240)

= 0.165 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1109.24 x 11.835 = 13127.852 kN

수평력 = 173.062 x 11.835 = 2048.194 kN

모멘트 = 13127.852 x 0.165 = 2161.669 kN.m

4) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	
2 열	1.950	7.000	13.650	
3 열	3.250	7.000	22.750	
4 열	4.550	7.000	31.850	
계		28.000	72.800	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	22198.636	20769.019	22198.636	13127.852	
수평력(H)	5545.394	5764.502	5545.394	2048.194	
모멘트(M)	-9224.720	15720.562	-9224.720	2161.669	

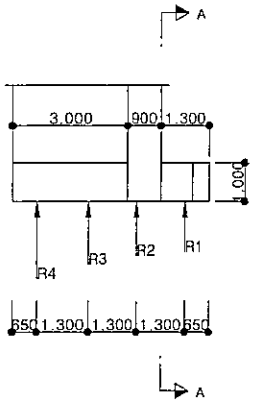
주) 기초 중앙과 말뚝 도심이 일치하므로 기초중앙 작용력을 사용

5) 기초의 단면설계

[16.말뚝검토 참조]

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압



* 적용 기초폭 : 11.835 m

R1 = 714.857 x 7 / 11.835 = 422.813 kN/m

R2 = 766.824 x 7 / 11.835 = 453.551 kN/m

R3 = 894.179 x 7 / 11.835 = 528.876 kN/m

R4 = 1096.920 x 7 / 11.835 = 648.791 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 44.945 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 3.571 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 44.945 kN/m

Mq = 422.813 x 0.650 = 274.829 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 44.945 - 14.625 = 30.320 kN/m

Mu = Mq - Mc = 274.829 - 27.463 = 247.366 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.036 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.553 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 3.000 x 2.15 = 64.500 kN/m

Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 2.15 = 96.750 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 3.571 + 528.876 + 648.791 = 1181.239 kN/m

Mq = 528.876 x 1.050 + 648.791 x 2.350 = 2079.979 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

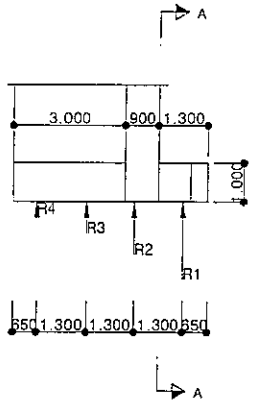
= 97.500 + 815.036 + 64.500 - 1181.239 = -204.203 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 146.250 + 1222.553 + 96.750 - 2079.979 = -614.426 kN.m/m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하



* 적용 기초폭 : 11.835 m

R1 = 1399.006 x 7 / 11.835 = 827.464 kN/m

R2 = 960.836 x 7 / 11.835 = 568.302 kN/m

R3 = 568.997 x 7 / 11.835 = 336.543 kN/m

R4 = 223.490 x 7 / 11.835 = 132.187 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 87.959 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 4.475 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 87.959 kN/m

Mq = 827.464 x 0.650 = 537.852 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 87.959 - 14.625 = 73.334 kN/m

Mu = Mq - Mc = 537.852 - 27.463 = 510.389 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.036 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.553 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 3.000 x 1.30 = 39.000 kN/m

Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 1.30 = 58.500 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 4.259 + 309.139 + 49.976 = 363.374 kN/m

Mq = 309.139 x 1.050 + 49.976 x 2.350 = 442.040 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

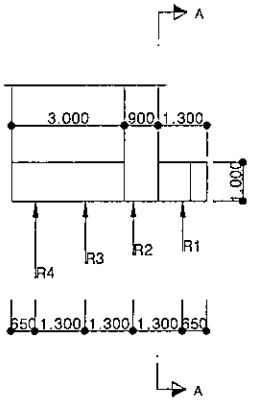
= 97.500 + 815.036 + 39.000 - 363.374 = 588.161 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 146.250 + 1222.553 + 58.500 - 442.040 = 985.263 kN.m/m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압



* 적용 기초폭 : 11.835 m

R1 = 714.857 x 7 / 11.835 = 422.813 kN/m

R2 = 766.824 x 7 / 11.835 = 453.551 kN/m

R3 = 894.179 x 7 / 11.835 = 528.876 kN/m

R4 = 1096.920 x 7 / 11.835 = 648.791 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 44.945 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 3.571 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

「콘크리트 구조설계기준」 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 44.945 kN/m

Mq = 422.813 x 0.650 = 274.829 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 44.945 - 14.625 = 30.320 kN/m

Mu = Mq - Mc = 274.829 - 27.463 = 247.366 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.036 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.553 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

  Vl = 10.000 x 3.000 x 2.15 = 64.500 kN/m

  Ml = 10.000 x 3.000² /2 x 2.15 = 96.750 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 3.571 + 528.876 + 648.791 = 1181.239 kN/m

  Mq = 528.876 x 1.050 + 648.791 x 2.350 = 2079.979 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

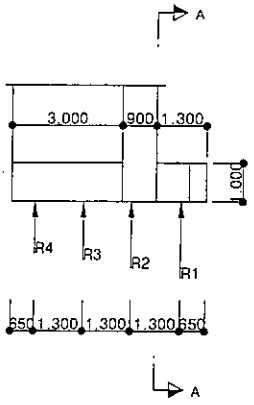
  = 97.500 + 815.036 + 64.500 - 1181.239 = -204.203 kN/m

  Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

  = 146.250 + 1222.553 + 96.750 - 2079.979 = -614.426 kN.m/m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중



* 적용 기초폭 : 11.835 m

R1 = 587.341 x 7 / 11.835 = 347.392 kN/m

R2 = 508.348 x 7 / 11.835 = 300.671 kN/m

R3 = 445.097 x 7 / 11.835 = 263.260 kN/m

R4 = 397.588 x 7 / 11.835 = 235.160 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 36.928 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 2.367 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.00 = 11.250 kN/m

  Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.00 = 21.125 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 36.928 kN/m

  Mq = 347.392 x 0.650 = 225.805 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vq - Vc = 36.928 - 11.250 = 25.678 kN/m

  Mu = Mq - Mc = 225.805 - 21.125 = 204.680 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.00 = 75.000 kN/m

  Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.00 = 112.500 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.00 = 543.357 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.00

= 815.036 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 2.294 + 253.949 + 207.228 = 463.471 kN/m

Mq = 253.949 x 1.050 + 207.228 x 2.350 = 753.632 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 75.000 + 543.357 + 0.000 - 463.471 = 154.886 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 112.500 + 815.036 + 0.000 - 753.632 = 173.904 kN.m/m

6) 기초설계 부재력 SUMMARY

- 단위m당

구 분			계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
평상시	축력최대	앞 굽	247.366	30.320	158.798	
		뒷 굽	-614.426	-204.203	-419.528	
	부모멘트 최대	앞 굽	510.389	73.334	332.712	
		뒷 굽	985.263	588.161	519.324	
	정모멘트 최대	앞 굽	247.366	30.320	158.798	
		뒷 굽	-614.426	-204.203	-419.528	
지진시		앞 굽	204.680	25.678	204.680	
		뒷 굽	173.904	154.886	173.904	

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	-	-	
	하면인장	510.389	73.334	332.712	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	985.263	588.161	519.324	
	하면인장	614.426	204.203	419.528	

7) 단면검토

① 시점측(앞굽) - 하면인장

* 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	1000.0	850.0	150.0	510.4	73.3

* 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 (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1799.243 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.253]

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 = 0.00477

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 (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 510.389 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.200]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 588.897 kN

≥ Vu (= 73.334 kN) , 전단보강 불필요.

② 시점측(뒷굽) - 상면인장

* 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	1000.0	900.0	100.0	985.3	588.2

* 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 (900.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02948

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3326.992 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.218]

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 = 0.00450

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 (900.00 - a/2) = 1191.715 kN.m

≥ Mu (= 985.263 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.210]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 623.538 kN

≥ Vu (= 588.161 kN) , 전단보강 불필요.

③ 시점측(뒷굽) - 하면인장

* 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	1000.0	850.0	150.0	614.4	204.2

* 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 (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2174.519 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.864]

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 = 0.00477

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 (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 614.426 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.827]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 588.897 kN

≥ Vu (= 204.203 kN) , 전단보강 불필요.

8) 사용성 검토

① 시점측(앞굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 332.712 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]
= 104.473 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]
= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.47) - 2.5 x 137.50 = 410.03 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.47) = 603.03 mm
Sa는 작은 값인 410.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 410.03 mm) ∴ O.K

② 시점측(뒷굽) - 상면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 519.324 x 1000000 / [4053.600 x (900.000 - 199.398/3)]
= 153.700 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4053.600)]
= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 153.70) - 2.5 x 87.50 = 293.61 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 153.70) = 409.89 mm
Sa는 작은 값인 293.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 293.61 mm) ∴ O.K

③ 시점측(뒷굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 419.528 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]

= 131.734 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]

= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.73) - 2.5 x 137.50 = 254.05 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 131.73) = 478.24 mm

Sa는 작은 값인 254.05 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 254.05 mm) ∴ O.K

9) 배력철근 검토

① 시점측(앞굽)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

$\sum$ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

② 시점측(뒷굽)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

인장부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

$\sum$ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

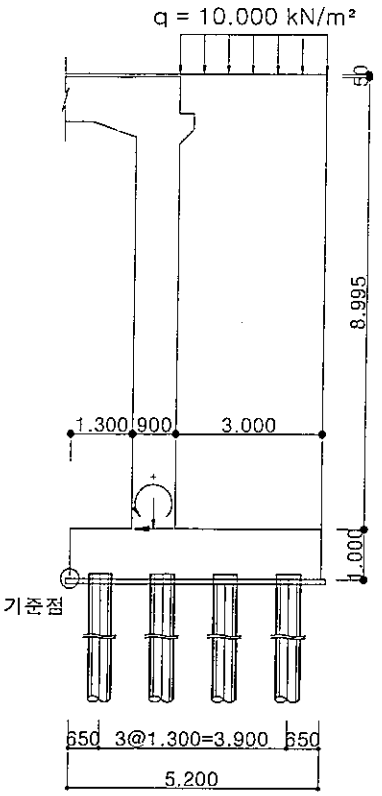
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

13.2 종점측 기초



기초자중 = 5.200 x 1.000 x 25.000 x 1.30
= 169.000 kN/m

배면토사 = 3.000 x 9.000 x 20.000 x 1.50
= 809.997 kN/m

포 장 = 3.000 x 0.050 x 22.500 x 1.50
= 5.063 kN/m

노면활하중 = 3.000 x 10.000 x 2.15
= 64.500 kN/m

1) 상부 전달하중

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	누모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	826.992	731.711	826.992	436.254	
수평력(H)	468.067	486.581	468.067	163.643	
모멘트(M)	-983.826	1158.050	-983.826	332.965	
Combo	UL03	UL12	UL03	EQ01	

2) 기타 작용하중

① 평 상 시

항 목	V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비고
노면 활하중	64.500		3.700		238.650		
기 초 자 중	169.000		2.600		439.400		
포 장	5.063		3.700		18.731		
배 면 토 사	809.997		3.700		2996.991		
소 계	1048.560				3693.772		

② 지 진 시

항 목	V	A	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
기 초 자 중	130.000	0.077	10.010	2.600	0.500	338.000	5.005	
포 장	3.375			3.700		12.488		
배 면 토 사	539.998			3.700		1997.994		
소 계	673.373		10.010			2348.481	5.005	

3) 기초 기준점작용력 산정

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	826.992		1.750		1447.235		
	수평력		468.067		1.000		468.067	
	모멘트					983.826		
기 타 하 중		1048.560				3693.772		
총 계		1875.551	468.067			6124.833	468.067	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5656.765 / 1875.551)

= -0.416 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1875.551 x 11.835 = 22197.151 kN

수평력 = 468.067 x 11.835 = 5539.575 kN

모멘트 = 22197.151 x -0.416 = -9235.224 kN.m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	731.711		1.750		1280.495		
	수평력		486.581		1.000		486.581	
	모멘트						1158.050	
기 타 하 중		1023.060				3599.422		
총 계		1754.771	486.581			4879.916	1644.631	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (3235.285 / 1754.771)

= 0.756 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1754.771 x 11.835 = 20767.716 kN

수평력 = 486.581 x 11.835 = 5758.684 kN

모멘트 = 20767.716 x 0.756 = 15706.458 kN.m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	826.992		1.750		1447.235		
	수평력		468.067		1.000		468.067	
	모멘트					983.826		
기 타 하 중		1048.560				3693.772		
총 계		1875.551	468.067			6124.833	468.067	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (5656.765 / 1875.551)

= -0.416 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1875.551 x 11.835 = 22197.151 kN

수평력 = 468.067 x 11.835 = 5539.575 kN

모멘트 = 22197.151 x -0.416 = -9235.224 kN.m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중

항 목		V	H	Xi	Yi	Mr	Mo	비 고
상부 전달 하중 (벽체)	연직력	436.254		1.750		763.445		
	수평력		163.643		0.500		81.822	
	모멘트						332.965	
기 타 하 중		673.373	10.010			2348.481	5.005	
총 계		1109.628	173.653			3111.927	419.792	

㉮ 편심 검토

e = B/2 - (∑M / ∑V) = 5.200 / 2 - (2692.135 / 1109.628)

= 0.174 m

㉯ 중앙 작용하중

적용 교량폭 : 11.835 / (sin 90.000) = 11.835 m

수직력 = 1109.628 x 11.835 = 13132.445 kN

수평력 = 173.653 x 11.835 = 2055.185 kN

모멘트 = 13132.445 x 0.174 = 2282.940 kN.m

4) 말뚝 도심작용력 산정

① 말뚝도심 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	
2 열	1.950	7.000	13.650	
3 열	3.250	7.000	22.750	
4 열	4.550	7.000	31.850	
계		28.000	72.800	2.600

② 말뚝도심 작용력

구 분	평 상 시			지 진 시	비 고
	축 력 최 대	부모멘트 최 대	정모멘트 최 대		
연직력(V)	22197.151	20767.716	22197.151	13132.445	
수평력(H)	5539.575	5758.684	5539.575	2055.185	
모멘트(M)	-9235.224	15706.458	-9235.224	2282.940	

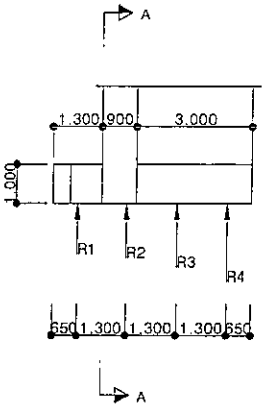
주) 기초 중앙과 말뚝 도심이 일치하므로 기초중앙 작용력을 사용

5) 기초의 단면설계

[16.말뚝검토 참조]

① 평상시(축력 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압



* 적용 기초폭 : 11.835 m

R1 = 713.400 x 7 / 11.835 = 421.952 kN/m

R2 = 766.304 x 7 / 11.835 = 453.243 kN/m

R3 = 894.241 x 7 / 11.835 = 528.913 kN/m

R4 = 1097.213 x 7 / 11.835 = 648.964 kN/m

R1` = R1 x d_t /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 44.853 kN/m

R2` = R2 x d_t /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 3.569 kN/m

: d_t = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 44.853 kN/m

Mq = 421.952 x 0.650 = 274.269 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 44.853 - 14.625 = 30.228 kN/m

Mu = Mq - Mc = 274.269 - 27.463 = 246.806 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.060 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.590 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 3.000 x 2.15 = 64.500 kN/m

Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 2.15 = 96.750 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 3.569 + 528.913 + 648.964 = 1181.447 kN/m

Mq = 528.913 x 1.050 + 648.964 x 2.350 = 2080.425 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

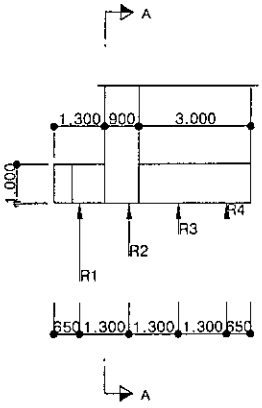
= 97.500 + 815.060 + 64.500 - 1181.447 = -204.387 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 146.250 + 1222.590 + 96.750 - 2080.425 = -614.835 kN.m/m

② 평상시(부모멘트 최대) : COMBO 12

1.30x고정하중+1.50x연직토압+1.30x활하중+1.70x편토압+1.30x온도하중(-)+1.30x건조수축+1.30x지점침하



* 적용 기초폭 : 11.835 m

R1 = 1405.849 x 7 / 11.835 = 831.512 kN/m

R2 = 963.086 x 7 / 11.835 = 569.632 kN/m

R3 = 569.106 x 7 / 11.835 = 336.607 kN/m

R4 = 223.909 x 7 / 11.835 = 132.434 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 88.389 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 4.485 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2,(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 88.389 kN/m

Mq = 831.512 x 0.650 = 540.483 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vq - Vc = 88.389 - 14.625 = 73.764 kN/m

Mu = Mq - Mc = 540.483 - 27.463 = 513.020 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.060 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

= 1222.590 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

Vl = 10.000 x 3.000 x 1.30 = 39.000 kN/m

Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 1.30 = 58.500 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 4.258 + 307.753 + 45.874 = 357.885 kN/m

  Mq = 307.753 x 1.050 + 45.874 x 2.350 = 430.945 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

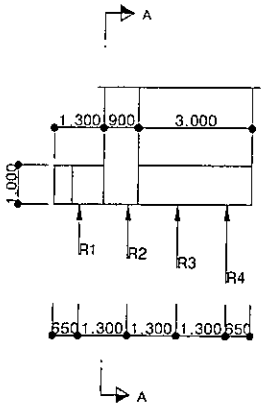
  = 97.500 + 815.060 + 39.000 - 357.885 = 593.675 kN/m

  Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

  = 146.250 + 1222.590 + 58.500 - 430.945 = 996.395 kN.m/m

③ 평상시(정모멘트 최대) : COMBO 3

1.30x고정하중+1.50x연직토압+2.15x활하중+1.70x편토압



* 적용 기초폭 : 11.835 m

R1 = 713.400 x 7 / 11.835 = 421.952 kN/m

R2 = 766.304 x 7 / 11.835 = 453.243 kN/m

R3 = 894.241 x 7 / 11.835 = 528.913 kN/m

R4 = 1097.213 x 7 / 11.835 = 648.964 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 44.853 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 3.569 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

「콘크리트 구조설계기준」 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 14.625 kN/m

  Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.30 = 27.463 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 44.853 kN/m

  Mq = 421.952 x 0.650 = 274.269 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vq - Vc = 44.853 - 14.625 = 30.228 kN/m

  Mu = Mq - Mc = 274.269 - 27.463 = 246.806 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.30 = 97.500 kN/m

  Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.30 = 146.250 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

  Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.50 = 815.060 kN/m

  Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.50

  = 1222.590 kN.m/m

- 노면 활하중에 의한 단면력

  Vl = 10.000 x 3.000 x 2.15 = 64.500 kN/m

  Ml = 10.000 x 3.000^2 /2 x 2.15 = 96.750 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 3.569 + 528.913 + 648.964 = 1181.447 kN/m

  Mq = 528.913 x 1.050 + 648.964 x 2.350 = 2080.425 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

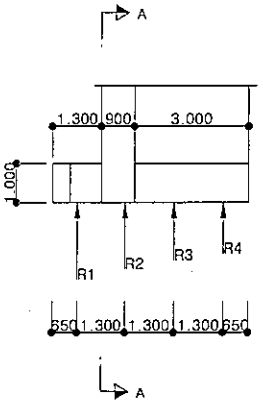
  = 97.500 + 815.060 + 64.500 - 1181.447 = -204.387 kN/m

  Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

  = 146.250 + 1222.590 + 96.750 - 2080.425 = -614.835 kN.m/m

④ 지진시 : COMBO 1

1.00x고정하중+1.00x연직토압+1.00x양토압+1.00x지진하중



* 적용 기초폭 : 11.835 m

R1 = 592.805 x 7 / 11.835 = 350.624 kN/m

R2 = 510.279 x 7 / 11.835 = 301.813 kN/m

R3 = 443.929 x 7 / 11.835 = 262.569 kN/m

R4 = 393.754 x 7 / 11.835 = 232.892 kN/m

R1` = R1 x d_1 /dp

= R1 x 0.054 / 0.508 = 37.271 kN/m

R2` = R2 x d_1 /dp

= R2 x 0.004 / 0.508 = 2.376 kN/m

: d_1 = 전단검토시 검토단면에 적용 말뚝지름

dp = 기초판 저면의 말뚝지름

『콘크리트 구조설계기준』 12.3.2.(4)

㉮ 앞굽 (A-A)의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = (1.300-0.850) x 1.000 x 25.000 x 1.00 = 11.250 kN/m

  Mc = 1.300 x 1.000 x 25.000 x 1.300/2 x 1.00 = 21.125 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

  Vq = 37.271 kN/m

  Mq = 350.624 x 0.650 = 227.906 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

  Vu = Vq - Vc = 37.271 - 11.250 = 26.021 kN/m

  Mu = Mq - Mc = 227.906 - 21.125 = 206.781 kN.m/m

㉯ 뒷굽의 단면력 계산

- 기초자중에 의한 단면력

  Vc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 1.00 = 75.000 kN/m

  Mc = 3.000 x 1.000 x 25.000 x 3.000/2 x 1.00 = 112.500 kN.m/m

- 뒷채움 토사 및 포장에 의한 단면력

Vp = [3.000 x 9.000 x 20.000 + 3.000 x 3.375 / 3.000] x 1.00 = 543.373 kN/m

Mp = [3.000 x 9.000 x 20.000 x 3.000/2 + 3.000 x 3.375 / 3.000 x 3.000/2]x1.00

= 815.060 kN.m/m

- 말뚝반력 의한 단면력

Vq = 2.301 + 253.001 + 204.19 = 459.492 kN/m

Mq = 253.001 x 1.050 + 204.190 x 2.350 = 745.497 kN.m/m

- 설계 단면력 설정

Vu = Vc + Vp + Vl - Vq

= 75.000 + 543.373 + 0.000 - 459.492 = 158.881 kN/m

Mu = Mc + Mp + Ml - Mq

= 112.500 + 815.060 + 0.000 - 745.497 = 182.063 kN.m/m

6) 기초설계 부재력 SUMMARY

- 단위m당

구 분			계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
평상시	축력최대	앞 굽	246.806	30.228	334.270	
		뒷 굽	-614.835	-204.387	525.961	
	부모멘트 최대	앞 굽	513.020	73.764	334.270	
		뒷 굽	996.395	593.675	525.961	
	정모멘트 최대	앞 굽	246.806	30.228	158.346	
		뒷 굽	-614.835	-204.387	-419.905	
지진시		앞 굽	206.781	26.021	206.781	
		뒷 굽	182.063	158.8[illegible]	182.063	

구 분		계수하중 모멘트(kN.m)	계수하중 전단력(kN)	사용하중 모멘트(kN.m)	비 고
앞굽 적용 부재력	상면인장	-	-	-	
	하면인장	513.020	73.764	334.270	
뒷굽 적용 부재력	상면인장	996.395	593.675	525.961	
	하면인장	614.835	204.387	419.905	

7) 단면검토

① 종점측(앞굽) - 하면인장

* 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	1000.0	850.0	150.0	513.0	73.8

* 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 (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1808.696 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.241]

1단 : H25 @ 5 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 ρb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00477

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 (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 513.020 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.189]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 588.897 kN

≥ Vu (= 73.764 kN) , 전단보강 불필요.

② 종점측(뒷굽) - 상면인장

* 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	1000.0	900.0	100.0	996.4	593.7

* 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 (900.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02948

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3365.894 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.204]

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 = 0.00450

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 (900.00 - a/2) = 1191.715 kN.m

≥ Mu (= 996.395 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.196]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 623.538 kN

≥ Vu (= 593.675 kN) , 전단보강 불필요.

③ 종점측(뒷굽) - 하면인장

* 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	1000.0	850.0	150.0	614.8	204.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (850.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02768

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2176.004 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.863]

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 = 0.00477

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 (850.00 - a/2) = 1122.804 kN.m

≥ Mu (= 614.835 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.826]

* 전단에 대한 검토 (d = 850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 850.00 = 588.897 kN

≥ Vu (= 204.387 kN) , 전단보강 불필요.

8) 사용성 검토

① 종점측(앞굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 334.270 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]
= 104.962 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]
= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.96) - 2.5 x 137.50 = 406.52 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.96) = 600.22 mm
Sa는 작은 값인 406.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 406.52 mm) ∴ O.K

② 종점측(뒷굽) - 상면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 525.961 x 1000000 / [4053.600 x (900.000 - 199.398/3)]
= 155.664 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4053.600)]
= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.66) - 2.5 x 87.50 = 287.15 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.66) = 404.72 mm
Sa는 작은 값인 287.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 287.15 mm) ∴ O.K

③ 종점측(뒷굽) - 하면인장

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 419.905 x 1000000 / [4053.600 x (850.000 - 193.081/3)]

= 131.852 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x850.0/(7x4053.600)]

= 193.081 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.85) - 2.5 x 137.50 = 253.51 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 131.85) = 477.81 mm

Sa는 작은 값인 253.51 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 253.51 mm) ∴ O.K

9) 배력철근 검토

① 종점측(앞굽)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

인장부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

② 종점측(뒷굽)

- 사용철근량

압축부 : H16 @ 150 = 1324.0 ㎟

인장부 : H16 @ 300 = 662.0 ㎟

Σ = 1986.0 ㎟

- 0.0015hb [도로교설계기준 P.252]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ < 1986.0 ㎟ ∴ O.K

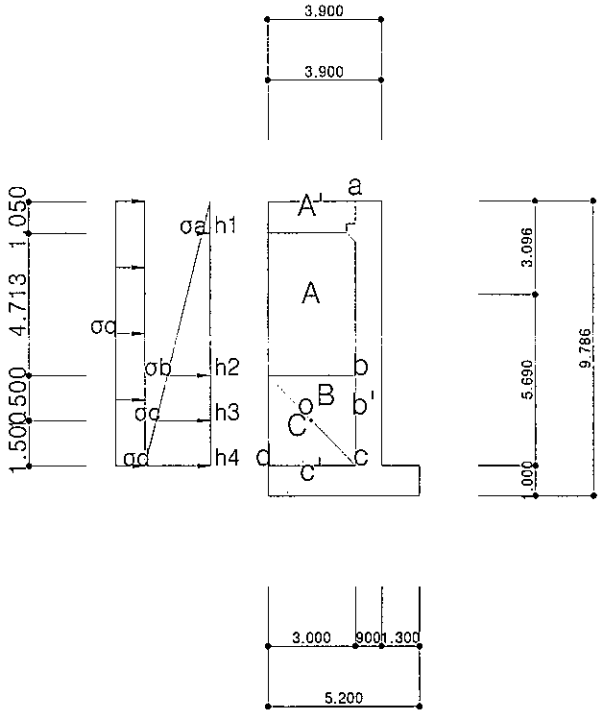
- 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

14. 날개벽 설계

14.1 시점부 좌측 날개벽

1) 단면력 산정

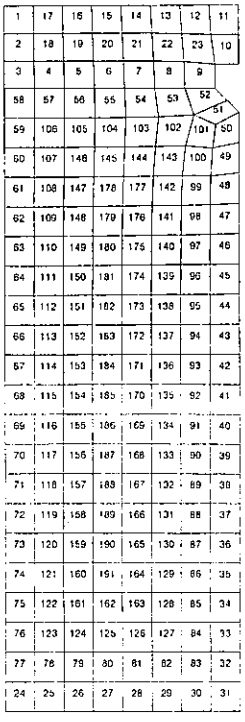


U = 1.700 x H + 2.150 x L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	205.836	181.661	246.579	131.209
전단력(kN)	0.000	190.475	190.840	221.125	90.311

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	121.080	106.859	145.047	77.182
전단력(kN)	0.000	112.044	112.259	130.074	53.124

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	205.8	190.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1487.327 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.541]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 205.836 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.514]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 190.475 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 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	131.2	90.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 ㎜, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02062

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1069.957 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 2.142]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (370.00 - a/2) = 272.768 kN.m

≥ Mu (= 131.209 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.079]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 90.311 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 ㎜)

* 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	420.0	80.0	181.7	190.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 ㎜, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1307.611 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.753]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 181.661 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.716]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 190.840 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	246.6	221.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01684

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1793.485 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.727]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 413.808 kN.m

≥ Mu (= 246.579 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.678]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 221.125 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.080 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 136.758 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 : H19 - 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 / 136.76) - 2.5 x 70.50 = 399.59 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.76) = 460.67 mm
Sa는 작은 값인 399.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.59 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 77.182 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 99.441 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 : H19 - 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 / 99.44) - 2.5 x 70.50 = 615.68 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.44) = 633.54 mm
Sa는 작은 값인 615.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 615.68 mm) ∴ O.K

③ B(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 106.859 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 120.696 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 : H19 - 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 / 120.70) - 2.5 x 70.50 = 476.22 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 120.70) = 521.97 ㎜

Sa는 작은 값인 476.22 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 476.22 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 145.047 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]
= 122.718 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 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H22 - 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 / 122.72) - 2.5 x 69.00 = 469.22 ㎜

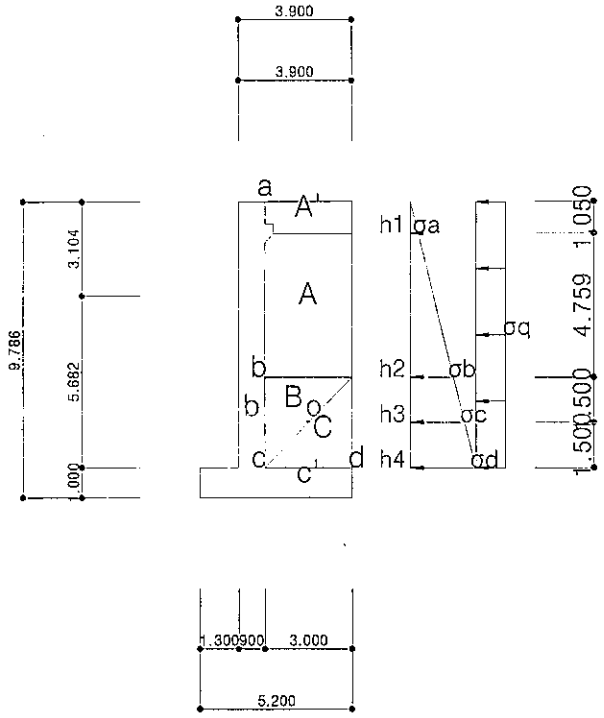
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.72) = 513.37 ㎜

Sa는 작은 값인 469.22 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 469.22 ㎜) ∴ O.K

14.2 종점부 우측 날개벽

1) 단면력 산정

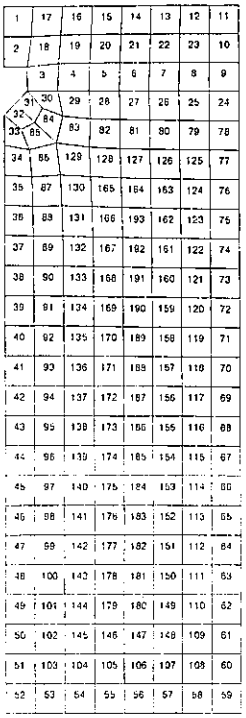


U = 1.700 x H + 2.150 x L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	207.086	182.956	247.789	134.534
전단력(kN)	0.000	191.415	191.820	221.910	113.885

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	121.815	107.621	145.758	79.138
전단력(kN)	0.000	112.597	112.835	130.535	66.991

(2) 철근량 검토

① A(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	207.1	191.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1496.660 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.531]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 207.086 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.505]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 191.415 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 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	134.5	113.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 ㎜, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02062

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1097.814 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 2.088]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 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 = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (370.00 - a/2) = 272.768 kN.m

≥ Mu (= 134.534 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.028]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 256.344 kN

≥ Vu (= 113.885 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	183.0	191.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1317.204 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.740]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (420.00 - a/2) = 311.732 kN.m

≥ Mu (= 182.956 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.704]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 191.820 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=500 mm)

* 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	420.0	80.0	247.8	221.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01684

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1802.640 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.718]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (420.00 - a/2) = 413.808 kN.m

≥ Mu (= 247.789 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.670]

* 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 √27 x 1000.00 x 420.00 = 290.985 kN

≥ Vu (= 221.910 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.815 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]

= 137.588 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 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : H19 - 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 / 137.59) - 2.5 x 70.50 = 396.11 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 137.59) = 457.89 ㎜

Sa는 작은 값인 396.11 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 396.11 ㎜) ∴ O.K

② A변화부(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 79.138 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 101.961 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 : H19 - 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 / 101.96) - 2.5 x 70.50 = 596.10 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.96) = 617.88 ㎜

Sa는 작은 값인 596.10 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 596.10 ㎜) ∴ O.K

③ B(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 107.621 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]

= 121.556 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 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H19 - 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 / 121.56) - 2.5 x 70.50 = 471.60 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 121.56) = 518.28 ㎜

Sa는 작은 값인 471.60 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 471.60 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 145.758 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]
= 123.320 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 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : H22 - 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 / 123.32) - 2.5 x 69.00 = 466.08 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.32) = 510.87 ㎜

Sa는 작은 값인 466.08 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 466.08 ㎜) ∴ O.K

15. 접속슬래브 설계

15.1 지간 및 하중 산정

1) 설계조건

① 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

LP = 0.7 x 9.000 = 6.300 m

② 등분포 고정하중

W1 = 22.500 x (-0.050+0.050 = 0.000 kN/m : 접속판위의 포장

W2 = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m : 접속판의 자중

Wd = 0.000 + 11.250 = 11.250 kN/m

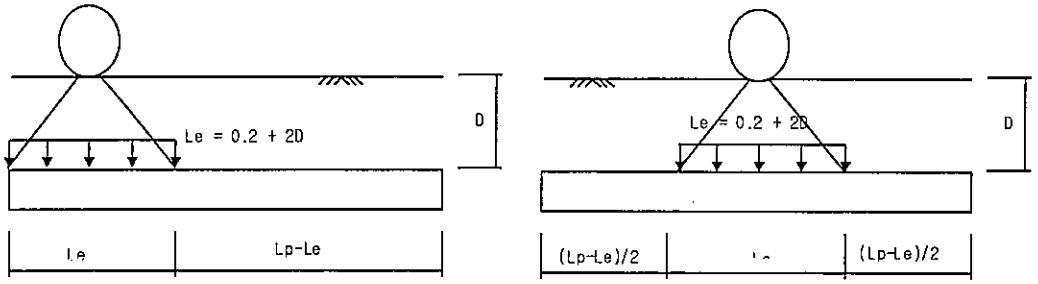
2) 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 6.300 / 2 = 35.438 kN

Md = 11.250 x 6.300^2 / 8 = 55.814 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/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2) / (2 x 6.300)

= 81.879 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 6.300/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 128.960 kN.m

4) 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 35.438 + 2.15 x 81.879

= 222.109 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 55.814 + 2.15 x 128.960

= 349.822 kN.m

15.2 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	350.0	100.0	349.8	222.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 83.119) / 83.119 = 0.00963

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3193.634 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.269]

1단 : HD25 : 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01158

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 433.692 kN.m

≥ Mu (= 349.822 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.240]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 222.109 kN) , 전단보강 불필요.

15.3 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 184.774 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 146.315 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x4053.600)]

= 115.388 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 146.32) - 2.5 x 87.50 = 319.47 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 146.32) = 430.58 mm

Sa는 작은 값인 319.47 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 319.47 mm) ∴ O.K

15.4 받침부 설계

1) 작용하중 산정

① 접속슬래브에서 전달되는 고정하중

Vd = 11.250 x 6.300/2 = 35.438 kN

② 활하중(DB-24) : 81.88 kN

③ Vu = 1.300 x 35.438 + 2.150 x 81.879 = 222.109 kN

* 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수는 전단강도에 대한 강도감소계수로 취하여야한다.
[콘크리트 구조설계기준 해설, P183]

2) 내민받침에 대한 전단설계

* 단면제원 및 설계조건

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
1000.000	600.000	520.000	80.000	300.000	222.109

a = 150.000 mm, d = 520.000 mm

a / d (= 0.288) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 300.000 mm ≥ 0.5 x 520.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 222.109 kN

Nuc = 0.20 x 222.109 = 44.422 kN

Mu = Vu x a + Nuc x (h - d)

= 222.109 x 0.150 + 44.422 x (0.600 - 0.520)

= 36.870 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

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

≤ 0.2 x 27 x 1000.000 x 520.000 = 2808.000 kN

≤ 5.6 x 1000.000 x 520.000 = 2912.000 kN

ΦVn_max = 0.80 x 2808.000 = 2246.400 kN ≥ Vu (=222.109 kN) ∴ O.K

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

= 222109.385 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 495.780 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 222.109 x 0.150 + 44.422 x (0.600 - 0.520) = 36.870 kN.m

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

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

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

= 209.322 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 222.109 = 44.422 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 138.818 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 469.338 mm²

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

= 0.04 x (27 / 400) x 1000.000 x 520.000

= 1404.000 mm²

Use As = 1588.800 mm² (철근도심 80.00 mm)

1단 : H16- 8.0EA , d1 = 80.00 mm

Use As ≥ 469.338 mm² , 1404.000 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽.띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (469.338 - 138.818)

= 165.260 mm²

사용철근량 (1단) : H16 - 2.0 EA = 397.200 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 520.00 = 346.67 mm구간에 2.0 단 설치

▶ 사용철근량(2.0단) : H16 - 4.00 EA = 794.400 mm² ≥ 165.260 mm² ∴ O.K

16. 말 뚝 검 토

16.1 시점측 기초 말뚝검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 210000.0$ MPa

말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736$ m⁴

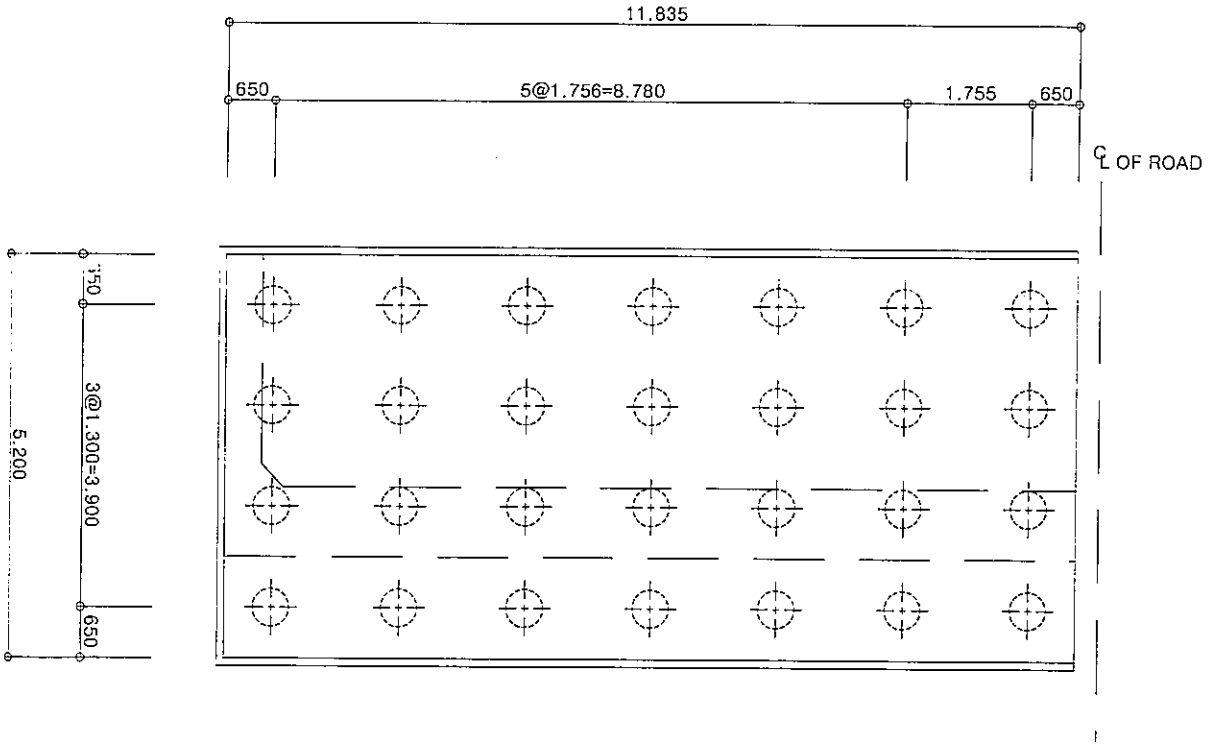
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $Df = 1.0$ m

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0$ m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	14923.746	3262.068	-6082.540	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	14923.707	3213.633	9482.698	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	14923.746	3262.068	-6082.540	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13127.852	2048.194	2161.669	지진시
계수하중	COMBO 1	22198.636	5545.394	-9224.720	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	20769.019	5764.502	15720.562	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	22198.636	5545.394	-9224.720	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13127.852	2048.194	2161.669	지진시

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504^2 - 0.484^2) = 0.0155 m^2 ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.629

Kv = a x Ap x Ep / L = 153052.382 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 kN/m^2

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m^3)
0.504	2.044	45177.98
2.044	2.331	26721.99
2.331	2.360	25438.32
2.360	2.363	25321.18
2.363	2.363	25310.23
2.363	2.363	25309.20
2.363	2.363	25309.10

Kh = 25309.09 kN/m^3

β = 0.423 m-1

βL = 0.423 x 13.4000 = 5.670 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m^3)
0.504	1.719	90355.95
1.719	1.929	57032.23
1.929	1.950	54624.28
1.950	1.952	54403.81
1.952	1.952	54383.19
1.952	1.952	54381.25
1.952	1.952	54381.07

Kh = 54381.06 kN/m^3

β = 0.512 m-1

βL = 0.512 x 13.4000 = 6.865 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	30144.275	53497.454	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	35618.248	52210.525	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	35618.248	52210.525	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	84172.504	101909.109	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	844039.7	1497928.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-997310.9	-1461894.7
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4285466.7	4285466.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	11409878.5	11906503.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0036075	0.0034824	-0.0002178	COMBO 1	0.0062614	0.0051800	-0.0002612
COMBO 2	0.0053411	0.0034824	0.0012979	COMBO 2	0.0094318	0.0048464	0.0022022
COMBO 3	0.0036075	0.0034824	-0.0002178	COMBO 3	0.0062614	0.0051800	-0.0002612
COMBO 4	0.0017548	0.0030633	0.0003970	COMBO 4	0.0017548	0.0030633	0.0003970

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.341 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	0.0036075	0.0030578	-0.0002178	467.997	116.502	-146.824
	2	0.0036075	0.0033409	-0.0002178	511.326	116.502	-146.824
	3	0.0036075	0.0036240	-0.0002178	554.656	116.502	-146.824
	4	0.0036075	0.0039071	-0.0002178	597.985	116.502	-146.824
COMBO 2	1	0.0053411	0.0060134	0.0012979	920.365	114.773	-80.989
	2	0.0053411	0.0043261	0.0012979	662.115	114.773	-80.989
	3	0.0053411	0.0026387	0.0012979	403.864	114.773	-80.989
	4	0.0053411	0.0009514	0.0012979	145.614	114.773	-80.989
COMBO 3	1	0.0036075	0.0030578	-0.0002178	467.997	116.502	-146.824
	2	0.0036075	0.0033409	-0.0002178	511.326	116.502	-146.824
	3	0.0036075	0.0036240	-0.0002178	554.656	116.502	-146.824
	4	0.0036075	0.0039071	-0.0002178	597.985	116.502	-146.824
COMBO 4	1	0.0017548	0.0038375	0.0003970	587.341	73.150	-51.161
	2	0.0017548	0.0033214	0.0003970	508.348	73.150	-51.161
	3	0.0017548	0.0028053	0.0003970	429.356	73.150	-51.161
	4	0.0017548	0.0022892	0.0003970	350.363	73.150	-51.161

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0062614	0.0046707	-0.0002612	714.857	198.050	-245.006
	2	0.0062614	0.0050102	-0.0002612	766.824	198.050	-245.006
	3	0.0062614	0.0053498	-0.0002612	818.792	198.050	-245.006
	4	0.0062614	0.0056893	-0.0002612	870.760	198.050	-245.006
COMBO 2	1	0.0094318	0.0091407	0.0022022	1399.006	205.875	-150.578
	2	0.0094318	0.0062778	0.0022022	960.836	205.875	-150.578
	3	0.0094318	0.0034149	0.0022022	522.666	205.875	-150.578
	4	0.0094318	0.0005521	0.0022022	84.496	205.875	-150.578
COMBO 3	1	0.0062614	0.0046707	-0.0002612	714.857	198.050	-245.006
	2	0.0062614	0.0050102	-0.0002612	766.824	198.050	-245.006
	3	0.0062614	0.0053498	-0.0002612	818.792	198.050	-245.006
	4	0.0062614	0.0056893	-0.0002612	870.760	198.050	-245.006
COMBO 4	1	0.0017548	0.0038375	0.0003970	587.341	73.150	-51.161
	2	0.0017548	0.0033214	0.0003970	508.348	73.150	-51.161
	3	0.0017548	0.0028053	0.0003970	429.356	73.150	-51.161
	4	0.0017548	0.0022892	0.0003970	350.363	73.150	-51.161

▣ 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	1.950	0	467.997	116.502	-146.824	7
	2	0.650	0	511.326	116.502	-146.824	7
	3	-0.650	0	554.656	116.502	-146.824	7
	4	-1.950	0	597.985	116.502	-146.824	7
	계			14923.746	3262.068	-6082.540	28
COMBO 2	1	1.950	0	920.365	114.773	-80.989	7
	2	0.650	0	662.115	114.773	-80.989	7
	3	-0.650	0	403.864	114.773	-80.989	7
	4	-1.950	0	145.614	114.773	-80.989	7
	계			14923.707	3213.633	9482.698	28
COMBO 3	1	1.950	0	467.997	116.502	-146.824	7
	2	0.650	0	511.326	116.502	-146.824	7
	3	-0.650	0	554.656	116.502	-146.824	7
	4	-1.950	0	597.985	116.502	-146.824	7
	계			14923.746	3262.068	-6082.540	28
COMBO 4	1	1.950	0	587.341	73.150	-51.161	7
	2	0.650	0	508.348	73.150	-51.161	7
	3	-0.650	0	429.356	73.150	-51.161	7
	4	-1.950	0	350.363	73.150	-51.161	7
	계			13127.852	2048.194	2161.669	28

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	714.857	198.050	-245.006	7
	2	0.650	0	766.824	198.050	-245.006	7
	3	-0.650	0	818.792	198.050	-245.006	7
	4	-1.950	0	870.760	198.050	-245.006	7
	계			22198.636	5545.394	-9224.720	28
COMBO 2	1	1.950	0	1399.006	205.875	-150.578	7
	2	0.650	0	960.836	205.875	-150.578	7
	3	-0.650	0	522.666	205.875	-150.578	7
	4	-1.950	0	84.496	205.875	-150.578	7
	계			20769.019	5764.502	15720.562	28
COMBO 3	1	1.950	0	714.857	198.050	-245.006	7
	2	0.650	0	766.824	198.050	-245.006	7
	3	-0.650	0	818.792	198.050	-245.006	7
	4	-1.950	0	870.760	198.050	-245.006	7
	계			22198.636	5545.394	-9224.720	28
COMBO 4	1	1.950	0	587.341	73.150	-51.161	7
	2	0.650	0	508.348	73.150	-51.161	7
	3	-0.650	0	429.356	73.150	-51.161	7
	4	-1.950	0	350.363	73.150	-51.161	7
	계			13127.852	2048.194	2161.669	28

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

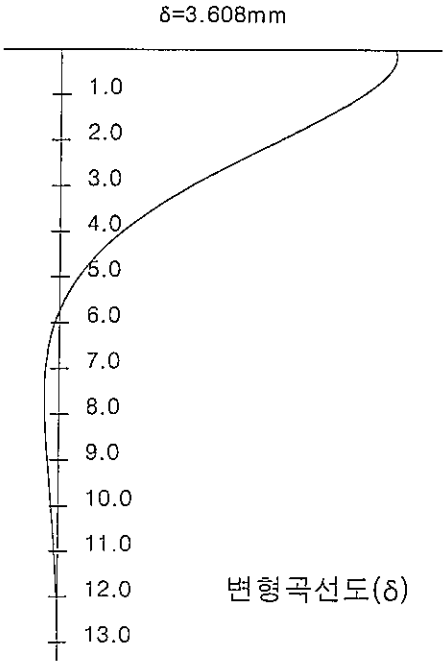
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

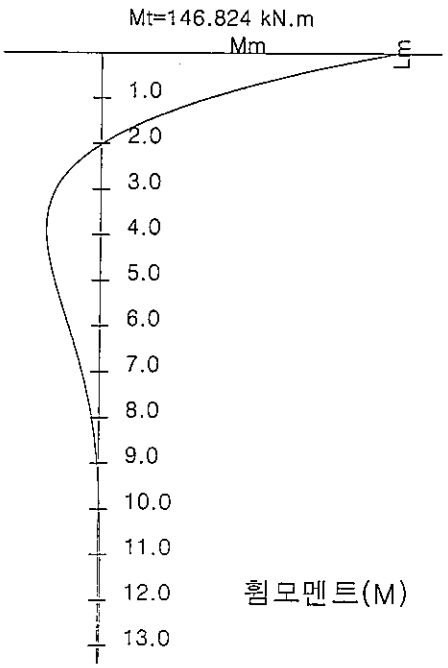
- 최대모멘트 및 깊이 : 146.824 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.608 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.608 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	146.824	-116.502	3.608	
0.893	61.007	-76.155	3.340	
1.787	8.766	-42.296	2.560	
2.680	-17.479	-18.115	1.693	
3.573	-26.378	-3.214	0.954	
4.467	-25.391	4.412	0.420	
5.360	-19.954	7.128	0.087	
6.253	-13.494	7.008	-0.086	
7.147	-7.818	5.579	-0.151	
8.040	-3.622	3.815	-0.151	
8.933	-0.942	2.240	-0.122	
9.827	0.500	1.062	-0.084	
10.720	1.080	0.301	-0.050	
11.613	1.140	-0.116	-0.024	
12.507	0.945	-0.299	-0.007	
13.400	0.669	-0.313	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

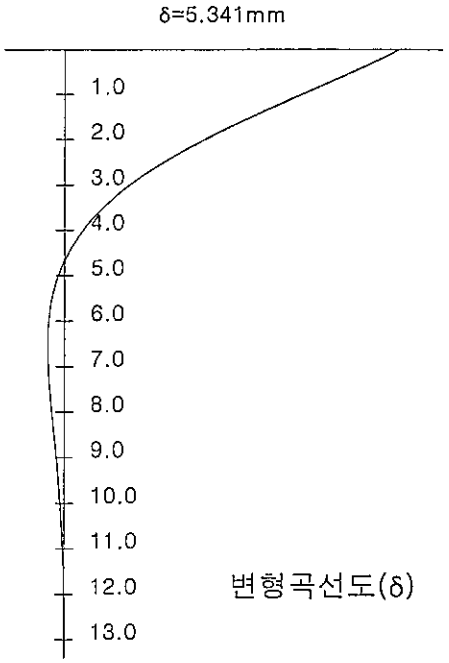
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

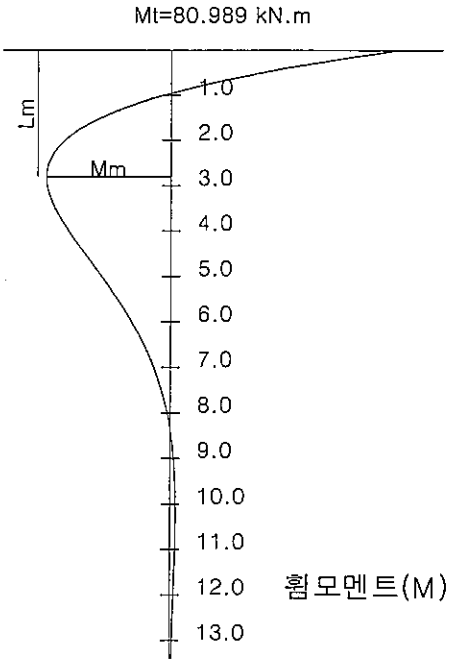
- 최대모멘트 및 깊이 : -44.573 kN.m, 2.807 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.341 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.341 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	80.989	-114.773	5.341	
0.893	3.465	-61.400	3.976	
1.787	-33.613	-24.315	2.557	
2.680	-44.439	-2.141	1.390	
3.573	-40.819	8.689	0.569	
4.467	-31.125	12.073	0.073	
5.360	-20.478	11.297	-0.175	
6.253	-11.468	8.720	-0.257	
7.147	-4.992	5.803	-0.245	
8.040	-0.974	3.296	-0.191	
8.933	1.104	1.474	-0.129	
9.827	1.863	0.330	-0.074	
10.720	1.855	-0.272	-0.034	
11.613	1.487	-0.501	-0.008	
12.507	1.024	-0.511	0.005	
13.400	0.606	-0.415	0.011	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

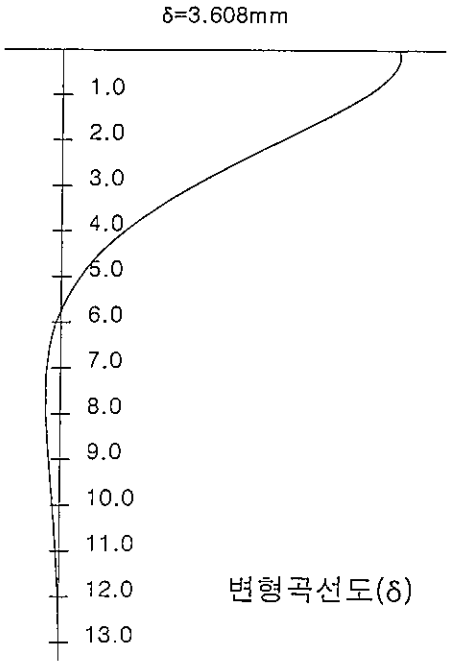
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

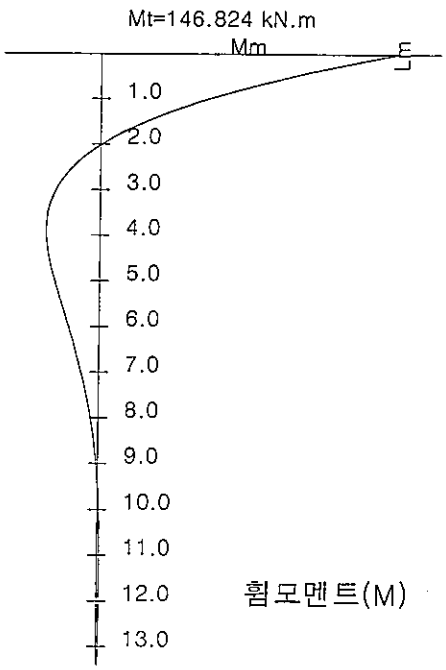
- 최대모멘트 및 깊이 : 146.824 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.608 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.608 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	146.824	-116.502	3.608	
0.893	61.007	-76.155	3.340	
1.787	8.766	-42.296	2.560	
2.680	-17.479	-18.115	1.693	
3.573	-26.378	-3.214	0.954	
4.467	-25.391	4.412	0.420	
5.360	-19.954	7.128	0.087	
6.253	-13.494	7.008	-0.086	
7.147	-7.818	5.579	-0.151	
8.040	-3.622	3.815	-0.151	
8.933	-0.942	2.240	-0.122	
9.827	0.500	1.062	-0.084	
10.720	1.080	0.301	-0.050	
11.613	1.140	-0.116	-0.024	
12.507	0.945	-0.288	-0.007	
13.400	0.669	-0.313	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : 지진시

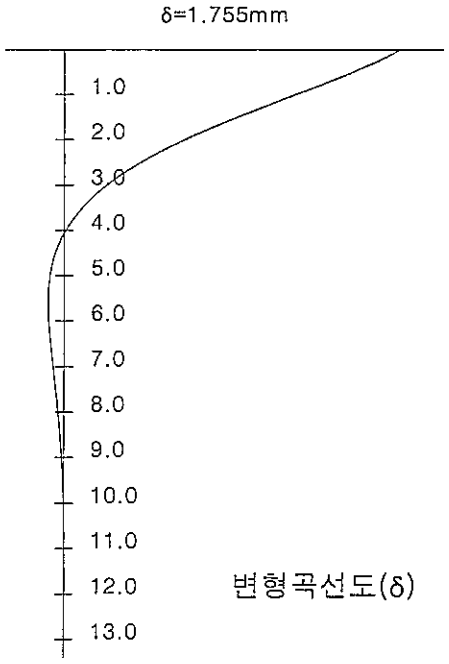
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

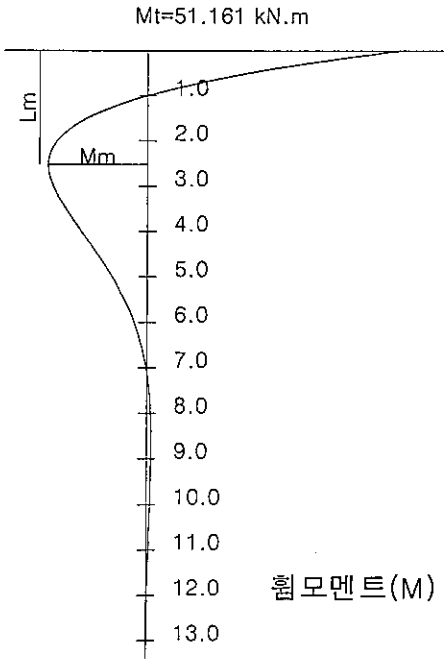
- 최대모멘트 및 깊이 : -20.330 kN.m, 2.527 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.755 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.755 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	51.161	-73.150	1.755	
0.893	3.424	-35.727	1.270	
1.787	-16.596	-11.272	0.739	
2.680	-20.212	1.508	0.331	
3.573	-16.301	6.225	0.080	
4.467	-10.414	6.463	-0.042	
5.360	-5.296	4.845	-0.080	
6.253	-1.843	2.913	-0.074	
7.147	0.028	1.367	-0.052	
8.040	0.770	0.386	-0.029	
8.933	0.863	-0.110	-0.012	
9.827	0.671	-0.279	-0.002	
10.720	0.417	-0.273	0.002	
11.613	0.204	-0.198	0.003	
12.507	0.065	-0.115	0.003	
13.400	-0.008	-0.052	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

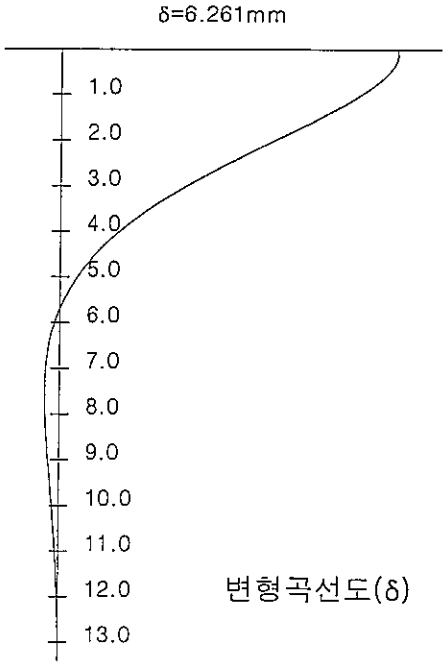
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

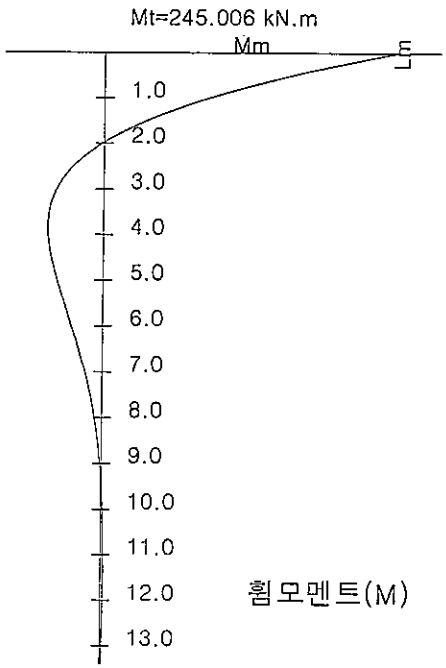
- 최대모멘트 및 깊이 : 245.006 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.261 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.261 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	245.006	-198.050	6.261	
0.893	99.627	-128.478	5.727	
1.787	11.857	-70.651	4.355	
2.680	-31.675	-29.663	2.857	
3.573	-45.911	-4.609	1.595	
4.467	-43.604	8.057	0.690	
5.360	-33.981	12.426	0.130	
6.253	-22.807	12.044	-0.159	
7.147	-13.095	9.506	-0.263	
8.040	-5.970	6.452	-0.260	
8.933	-1.455	3.755	-0.208	
9.827	0.949	1.753	-0.143	
10.720	1.892	0.470	-0.084	
11.613	1.965	-0.225	-0.040	
12.507	1.614	-0.507	-0.012	
13.400	1.133	-0.540	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

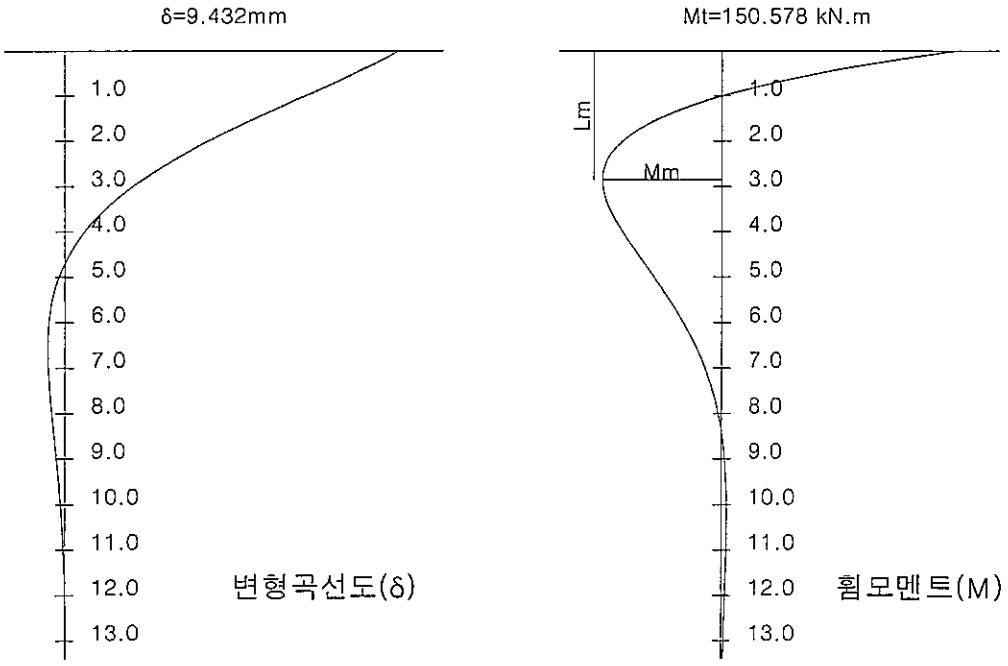
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -77.877 kN.m, 2.852 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.432 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.432 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	150.578	-205.875	9.432	
0.893	10.933	-111.272	7.076	
1.787	-56.774	-45.061	4.584	
2.680	-77.445	-5.149	2.516	
3.573	-71.983	14.599	1.052	
4.467	-55.321	21.012	0.159	
5.360	-36.664	19.908	-0.291	
6.253	-20.723	15.491	-0.446	
7.147	-9.180	10.383	-0.431	
8.040	-1.963	5.951	-0.340	
8.933	1.811	2.705	-0.230	
9.827	3.228	0.651	-0.134	
10.720	3.261	-0.441	-0.062	
11.613	2.638	-0.867	-0.017	
12.507	1.829	-0.898	0.008	
13.400	1.091	-0.736	0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

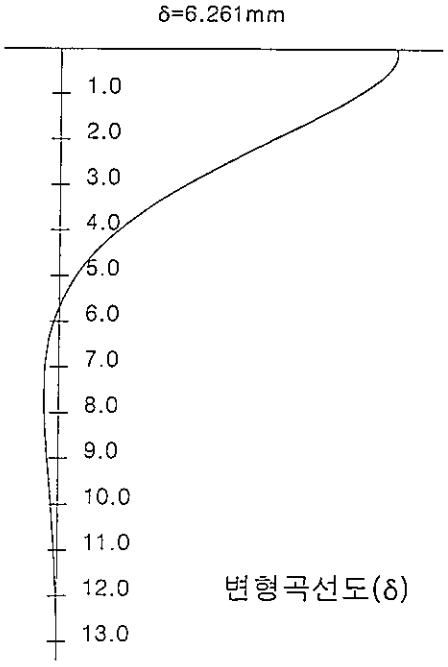
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

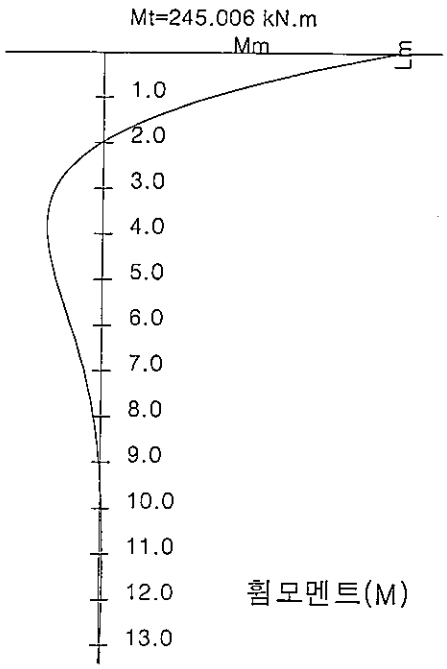
- 최대모멘트 및 깊이 : 245.006 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.261 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.261 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	245.006	-198.050	6.261	
0.893	99.627	-128.478	5.727	
1.787	11.857	-70.651	4.355	
2.680	-31.675	-29.663	2.857	
3.573	-45.911	-4.609	1.595	
4.467	-43.604	8.057	0.690	
5.360	-33.981	12.426	0.130	
6.253	-22.807	12.044	-0.159	
7.147	-13.095	9.506	-0.263	
8.040	-5.970	6.452	-0.260	
8.933	-1.455	3.755	-0.208	
9.827	0.949	1.753	-0.143	
10.720	1.892	0.470	-0.084	
11.613	1.965	-0.225	-0.040	
12.507	1.614	-0.507	-0.012	
13.400	1.133	-0.540	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : 지진시

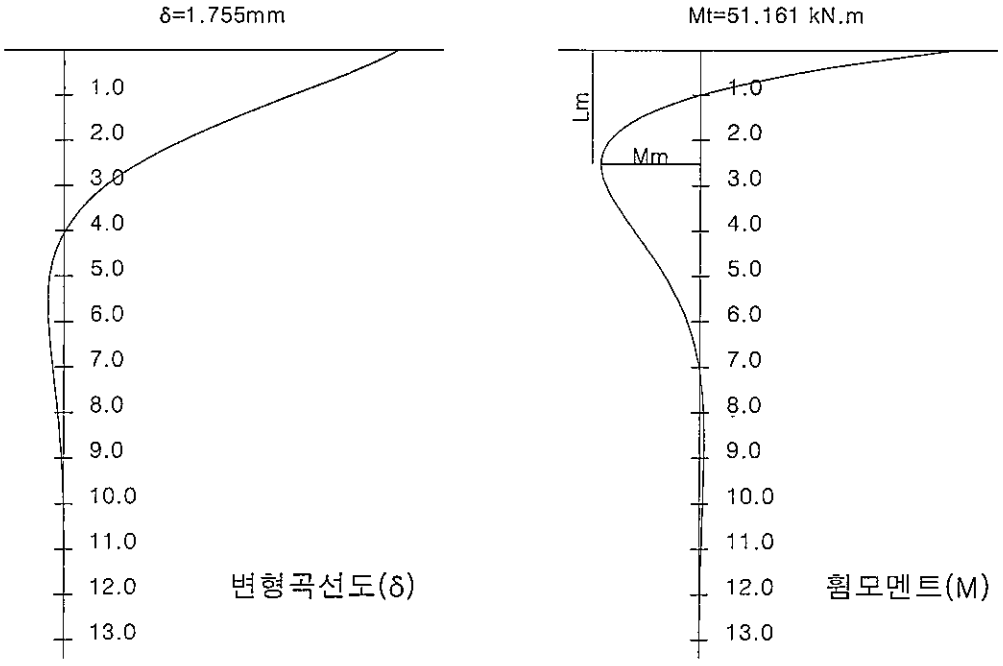
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.330 kN.m, 2.527 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.755 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.755 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	51.161	-73.150	1.755	
0.893	3.424	-35.727	1.270	
1.787	-16.596	-11.272	0.739	
2.680	-20.212	1.508	0.331	
3.573	-16.301	6.225	0.080	
4.467	-10.414	6.463	-0.042	
5.360	-5.296	4.845	-0.080	
6.253	-1.843	2.913	-0.074	
7.147	0.028	1.367	-0.052	
8.040	0.770	0.386	-0.029	
8.933	0.863	-0.110	-0.012	
9.827	0.671	-0.279	-0.002	
10.720	0.417	-0.273	0.002	
11.613	0.204	-0.198	0.003	
12.507	0.065	-0.115	0.003	
13.400	-0.008	-0.052	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	15072.138	26748.727	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	422019.9	748964.4
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4285466.7	4285466.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	9053048.4	9053048.4
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	0.0077297	0.0034824	-0.0006719	COMBO 1	0.0131401	0.0051800	-0.0010190
COMBO 2	0.0076149	0.0034824	0.0010475	COMBO 2	0.0136593	0.0048464	0.0017365
COMBO 3	0.0077297	0.0034824	-0.0006719	COMBO 3	0.0131401	0.0051800	-0.0010190
COMBO 4	0.0027347	0.0030633	0.0002388	COMBO 4	0.0027347	0.0030633	0.0002388

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.730 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	0.0077297	0.0021722	-0.0006719	332.468	116.502	0.000
	2	0.0077297	0.0030457	-0.0006719	466.150	116.502	0.000
	3	0.0077297	0.0039191	-0.0006719	599.832	116.502	0.000
	4	0.0077297	0.0047926	-0.0006719	733.514	116.502	0.000
COMBO 2	1	0.0076149	0.0055249	0.0010475	845.606	114.773	0.000
	2	0.0076149	0.0041632	0.0010475	637.195	114.773	0.000
	3	0.0076149	0.0028016	0.0010475	428.784	114.773	0.000
	4	0.0076149	0.0014399	0.0010475	220.373	114.773	0.000
COMBO 3	1	0.0077297	0.0021722	-0.0006719	332.468	116.502	0.000
	2	0.0077297	0.0030457	-0.0006719	466.150	116.502	0.000
	3	0.0077297	0.0039191	-0.0006719	599.832	116.502	0.000
	4	0.0077297	0.0047926	-0.0006719	733.514	116.502	0.000
COMBO 4	1	0.0027347	0.0035290	0.0002388	540.116	73.150	0.000
	2	0.0027347	0.0032185	0.0002388	492.606	73.150	0.000
	3	0.0027347	0.0029081	0.0002388	445.097	73.150	0.000
	4	0.0027347	0.0025977	0.0002388	397.588	73.150	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0131401	0.0031930	-0.0010190	488.697	198.050	0.000
	2	0.0131401	0.0045177	-0.0010190	691.438	198.050	0.000
	3	0.0131401	0.0058423	-0.0010190	894.179	198.050	0.000
	4	0.0131401	0.0071670	-0.0010190	1096.920	198.050	0.000
COMBO 2	1	0.0136593	0.0082325	0.0017365	1260.011	205.875	0.000
	2	0.0136593	0.0059751	0.0017365	914.504	205.875	0.000
	3	0.0136593	0.0037177	0.0017365	568.997	205.875	0.000
	4	0.0136593	0.0014602	0.0017365	223.490	205.875	0.000
COMBO 3	1	0.0131401	0.0031930	-0.0010190	488.697	198.050	0.000
	2	0.0131401	0.0045177	-0.0010190	691.438	198.050	0.000
	3	0.0131401	0.0058423	-0.0010190	894.179	198.050	0.000
	4	0.0131401	0.0071670	-0.0010190	1096.920	198.050	0.000
COMBO 4	1	0.0027347	0.0035290	0.0002388	540.116	73.150	0.000
	2	0.0027347	0.0032185	0.0002388	492.606	73.150	0.000
	3	0.0027347	0.0029081	0.0002388	445.097	73.150	0.000
	4	0.0027347	0.0025977	0.0002388	397.588	73.150	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	1.950	0	332.468	116.502	0.000	7
	2	0.650	0	466.150	116.502	0.000	7
	3	-0.650	0	599.832	116.502	0.000	7
	4	-1.950	0	733.514	116.502	0.000	7
	계			14923.746	3262.068	0.000	28
COMBO 2	1	1.950	0	845.606	114.773	0.000	7
	2	0.650	0	637.195	114.773	0.000	7
	3	-0.650	0	428.784	114.773	0.000	7
	4	-1.950	0	220.373	114.773	0.000	7
	계			14923.707	3213.633	0.000	28
COMBO 3	1	1.950	0	332.468	116.502	0.000	7
	2	0.650	0	466.150	116.502	0.000	7
	3	-0.650	0	599.832	116.502	0.000	7
	4	-1.950	0	733.514	116.502	0.000	7
	계			14923.746	3262.068	0.000	28
COMBO 4	1	1.950	0	540.116	73.150	0.000	7
	2	0.650	0	492.606	73.150	0.000	7
	3	-0.650	0	445.097	73.150	0.000	7
	4	-1.950	0	397.588	73.150	0.000	7
	계			13127.852	2048.194	0.000	28

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	488.697	198.050	0.000	7
	2	0.650	0	691.438	198.050	0.000	7
	3	-0.650	0	894.179	198.050	0.000	7
	4	-1.950	0	1096.920	198.050	0.000	7
	계			22198.636	5545.394	0.000	28
COMBO 2	1	1.950	0	1260.011	205.875	0.000	7
	2	0.650	0	914.504	205.875	0.000	7
	3	-0.650	0	568.997	205.875	0.000	7
	4	-1.950	0	223.490	205.875	0.000	7
	계			20769.019	5764.502	0.000	28
COMBO 3	1	1.950	0	488.697	198.050	0.000	7
	2	0.650	0	691.438	198.050	0.000	7
	3	-0.650	0	894.179	198.050	0.000	7
	4	-1.950	0	1096.920	198.050	0.000	7
	계			22198.636	5545.394	0.000	28
COMBO 4	1	1.950	0	540.116	73.150	0.000	7
	2	0.650	0	492.606	73.150	0.000	7
	3	-0.650	0	445.097	73.150	0.000	7
	4	-1.950	0	397.588	73.150	0.000	7
	계			13127.852	2048.194	0.000	28

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

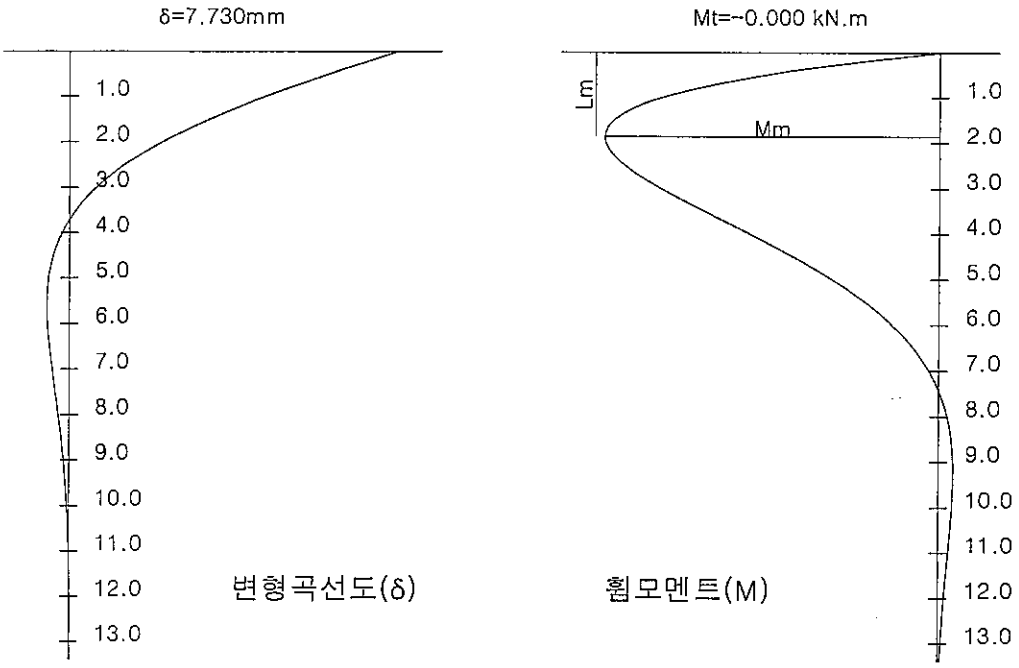
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -88.761 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.730 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.730 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-116.502	7.730	
0.893	-69.628	-44.730	4.923	
1.787	-88.683	-2.271	2.640	
2.680	-80.262	18.109	1.052	
3.573	-60.589	24.132	0.100	
4.467	-39.486	22.233	-0.367	
5.360	-21.845	16.987	-0.514	
6.253	-9.283	11.198	-0.482	
7.147	-1.568	6.286	-0.373	
8.040	2.362	2.749	-0.249	
8.933	3.745	0.550	-0.142	
9.827	3.660	-0.590	-0.064	
10.720	2.904	-1.010	-0.015	
11.613	1.980	-1.009	0.011	
12.507	1.158	-0.811	0.021	
13.400	0.546	-0.559	0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

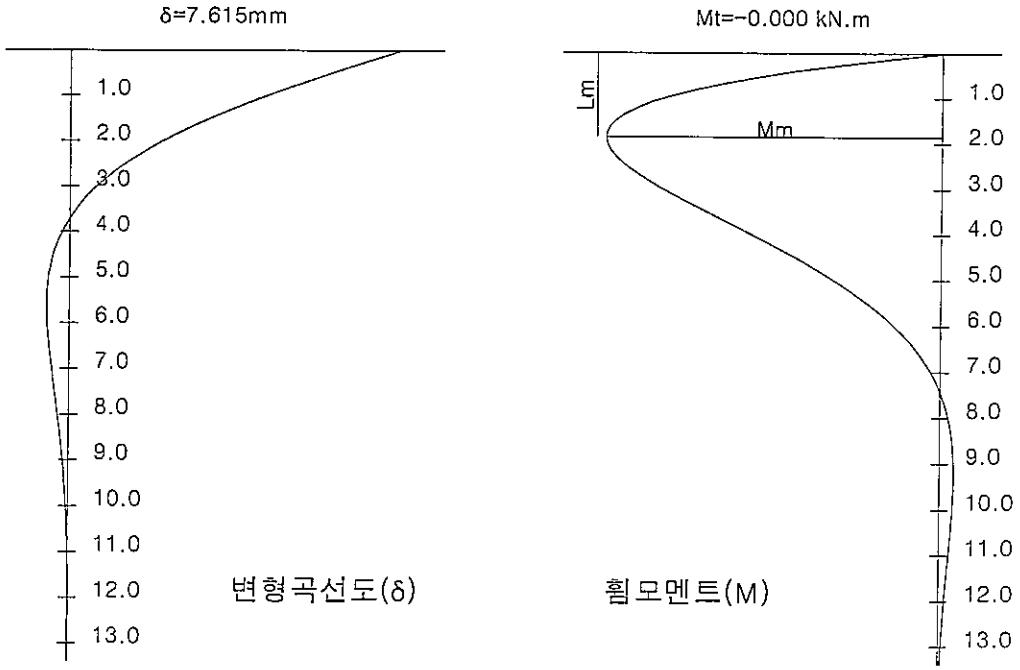
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.443 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.615 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.615 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-114.773	7.615	
0.893	-68.594	-44.065	4.849	
1.787	-87.367	-2.237	2.601	
2.680	-79.070	17.841	1.036	
3.573	-59.689	23.773	0.099	
4.467	-38.900	21.903	-0.361	
5.360	-21.520	16.735	-0.506	
6.253	-9.146	11.031	-0.475	
7.147	-1.544	6.193	-0.368	
8.040	2.327	2.708	-0.245	
8.933	3.689	0.542	-0.140	
9.827	3.606	-0.582	-0.063	
10.720	2.861	-0.995	-0.014	
11.613	1.951	-0.994	0.011	
12.507	1.141	-0.799	0.021	
13.400	0.538	-0.551	0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

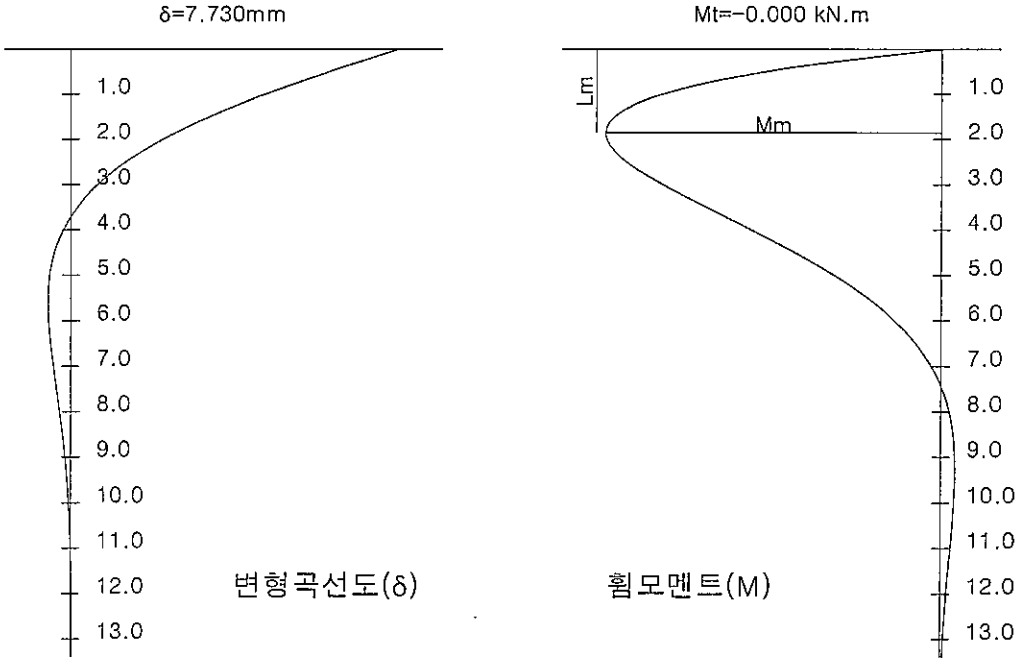
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -88.761 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.730 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.730 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-116.502	7.730	
0.893	-69.628	-44.730	4.923	
1.787	-88.683	-2.271	2.640	
2.680	-80.262	18.109	1.052	
3.573	-60.589	24.132	0.100	
4.467	-39.486	22.233	-0.367	
5.360	-21.845	16.987	-0.514	
6.253	-9.283	11.198	-0.482	
7.147	-1.568	6.286	-0.373	
8.040	2.362	2.749	-0.249	
8.933	3.745	0.550	-0.142	
9.827	3.660	-0.590	-0.064	
10.720	2.904	-1.010	-0.015	
11.613	1.980	-1.009	0.011	
12.507	1.158	-0.811	0.021	
13.400	0.546	-0.559	0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 지진시

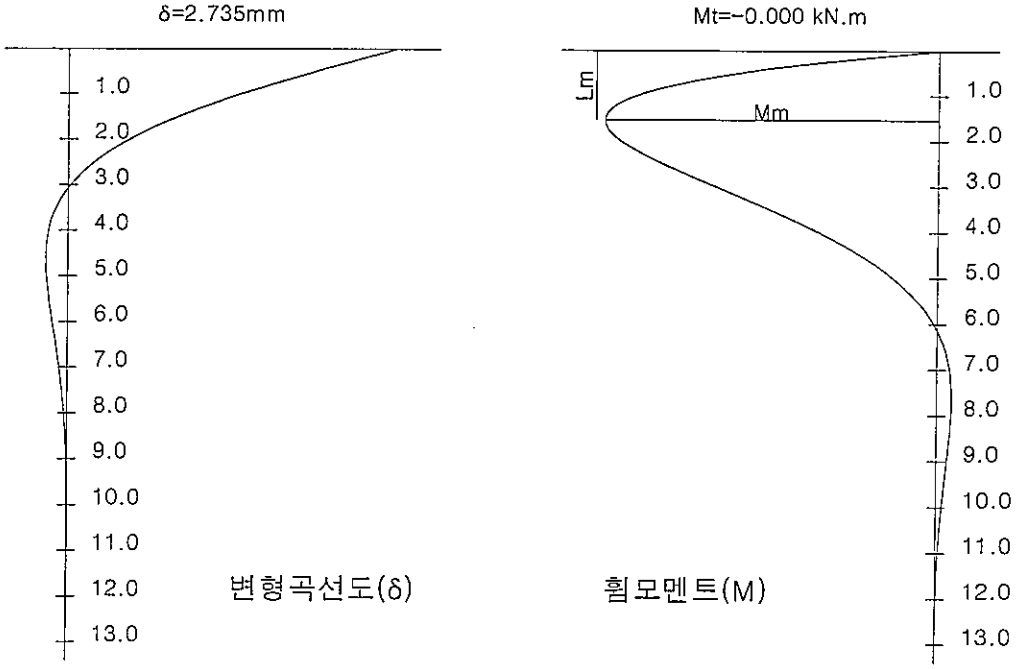
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.032 kN.m, 1.533 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.735 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.735 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-73.150	2.735	
0.893	-39.920	-21.070	1.552	
1.787	-45.320	5.367	0.667	
2.680	-35.467	14.529	0.136	
3.573	-22.119	14.346	-0.113	
4.467	-10.911	10.469	-0.182	
5.360	-3.531	6.141	-0.162	
6.253	0.360	2.780	-0.111	
7.147	1.822	0.698	-0.061	
8.040	1.925	-0.321	-0.025	
8.933	1.455	-0.644	-0.004	
9.827	0.882	-0.602	0.006	
10.720	0.418	-0.426	0.008	
11.613	0.122	-0.243	0.007	
12.507	-0.029	-0.105	0.004	
13.400	-0.082	-0.022	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(측력 최대)

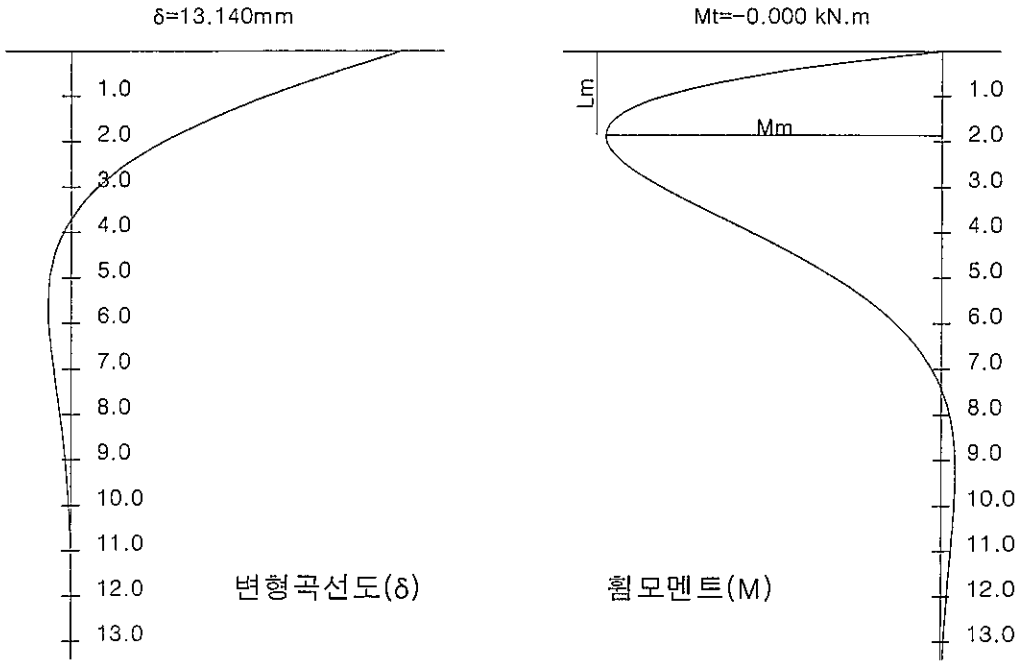
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -150.891 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.140 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.140 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-198.050	13.140	
0.893	-118.365	-76.039	8.368	
1.787	-150.758	-3.860	4.489	
2.680	-136.442	30.785	1.788	
3.573	-102.999	41.023	0.170	
4.467	-67.125	37.796	-0.623	
5.360	-37.135	28.878	-0.873	
6.253	-15.781	19.036	-0.820	
7.147	-2.665	10.686	-0.634	
8.040	4.016	4.673	-0.423	
8.933	6.366	0.935	-0.241	
9.827	6.223	-1.004	-0.108	
10.720	4.937	-1.717	-0.025	
11.613	3.366	-1.716	0.019	
12.507	1.969	-1.379	0.036	
13.400	0.928	-0.951	0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

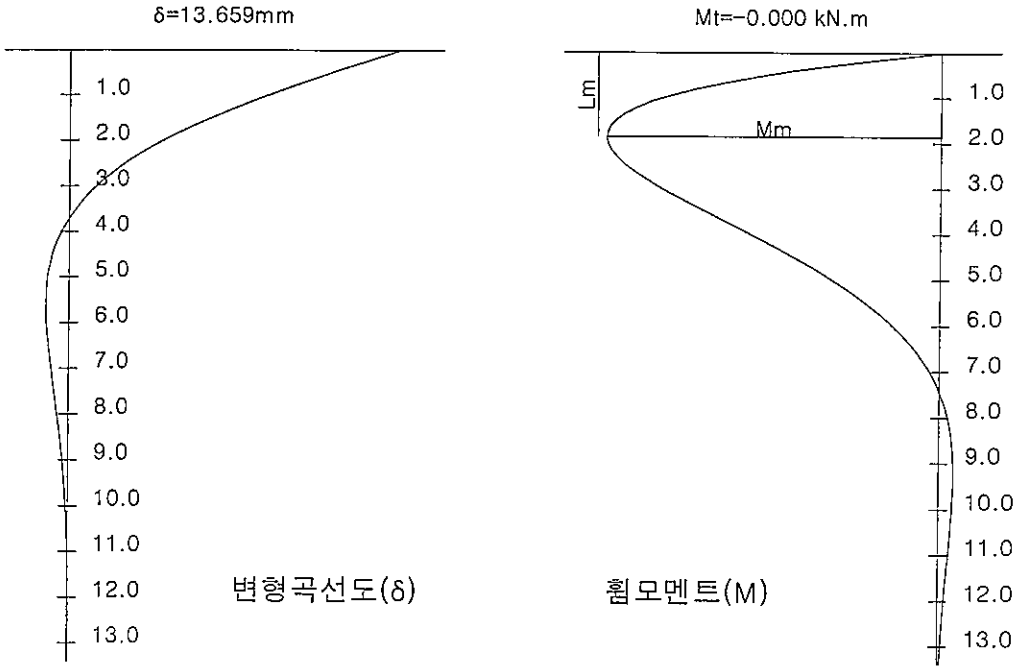
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -156.853 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.659 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.659 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-205.875	13.659	
0.893	-123.042	-79.043	8.699	
1.787	-156.715	-4.012	4.666	
2.680	-141.833	32.002	1.859	
3.573	-107.069	42.644	0.177	
4.467	-69.777	39.289	-0.648	
5.360	-38.602	30.019	-0.908	
6.253	-16.405	19.788	-0.852	
7.147	-2.770	11.108	-0.659	
8.040	4.174	4.858	-0.440	
8.933	6.617	0.972	-0.250	
9.827	6.468	-1.043	-0.112	
10.720	5.132	-1.785	-0.026	
11.613	3.499	-1.784	0.020	
12.507	2.047	-1.434	0.038	
13.400	0.965	-0.989	0.039	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

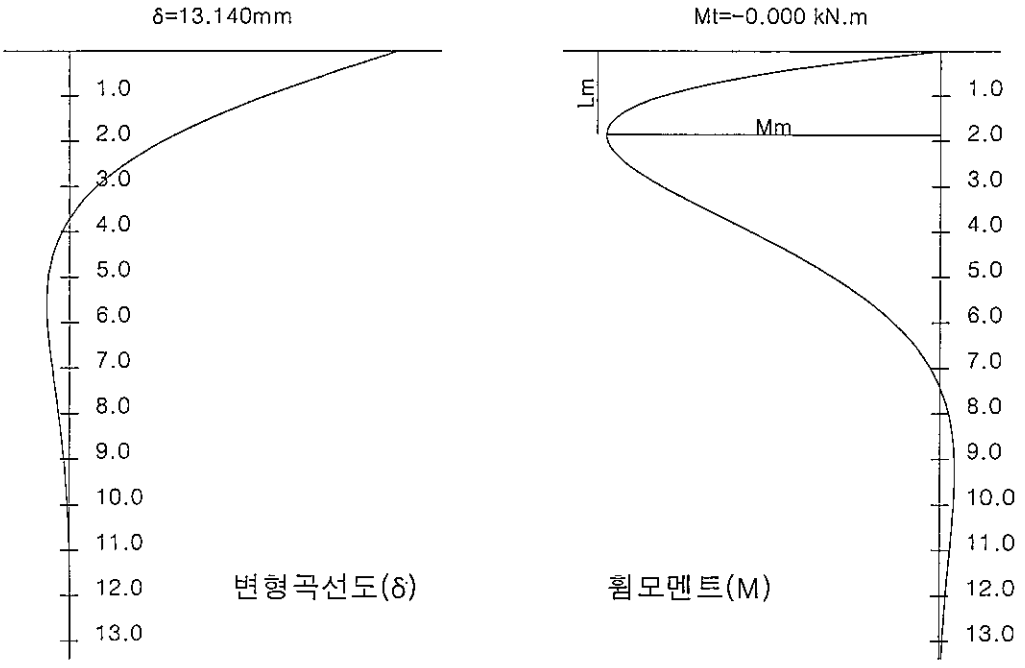
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -150.891 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.140 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.140 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-198.050	13.140	
0.893	-118.365	-76.039	8.368	
1.787	-150.758	-3.860	4.489	
2.680	-136.442	30.785	1.788	
3.573	-102.999	41.023	0.170	
4.467	-67.125	37.796	-0.623	
5.360	-37.135	28.878	-0.873	
6.253	-15.781	19.036	-0.820	
7.147	-2.665	10.686	-0.634	
8.040	4.016	4.673	-0.423	
8.933	6.366	0.935	-0.241	
9.827	6.223	-1.004	-0.108	
10.720	4.937	-1.717	-0.025	
11.613	3.366	-1.716	0.019	
12.507	1.969	-1.379	0.036	
13.400	0.928	-0.951	0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : 지진시

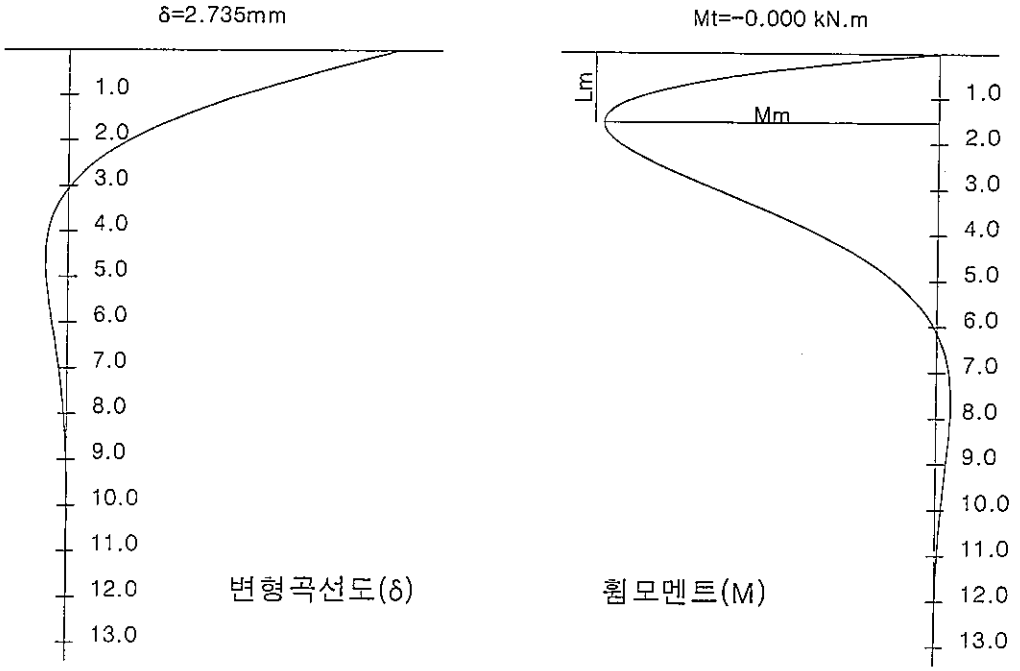
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.032 kN.m, 1.533 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.735 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.735 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-73.150	2.735	
0.893	-39.920	-21.070	1.552	
1.787	-45.320	5.367	0.667	
2.680	-35.467	14.529	0.136	
3.573	-22.119	14.346	-0.113	
4.467	-10.911	10.469	-0.182	
5.360	-3.531	6.141	-0.162	
6.253	0.360	2.780	-0.111	
7.147	1.822	0.698	-0.061	
8.040	1.925	-0.321	-0.025	
8.933	1.455	-0.644	-0.004	
9.827	0.882	-0.602	0.006	
10.720	0.418	-0.426	0.008	
11.613	0.122	-0.243	0.007	
12.507	-0.029	-0.105	0.004	
13.400	-0.082	-0.022	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 1385.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2077.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.7297 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.7347 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

주면 마찰력을 고려하지 않으므로 인발력이 발생해서는 않된다.

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	597.985	467.997	1385.000	0.000	O.K
	HINGE	733.514	332.468	1385.000	0.000	O.K
COMBO 2	FIX	920.365	145.614	1385.000	0.000	O.K
	HINGE	845.606	220.373	1385.000	0.000	O.K
COMBO 3	FIX	597.985	467.997	1385.000	0.000	O.K
	HINGE	733.514	332.468	1385.000	0.000	O.K
COMBO 4	FIX	587.341	350.363	2077.500	0.000	O.K
	HINGE	540.116	397.588	2077.500	0.000	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소을 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.508 = 26.378 < 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	597.985	146.824	117.274	161.00	O.K
	HINGE	733.514	88.761	94.868	161.00	O.K
COMBO 2	FIX	920.365	80.989	102.739	161.00	O.K
	HINGE	845.606	87.443	101.383	161.00	O.K
COMBO 3	FIX	597.985	146.824	117.274	161.00	O.K
	HINGE	733.514	88.761	94.868	161.00	O.K
COMBO 4	FIX	587.341	51.161	65.283	210.00	O.K
	HINGE	540.116	46.032	59.490	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

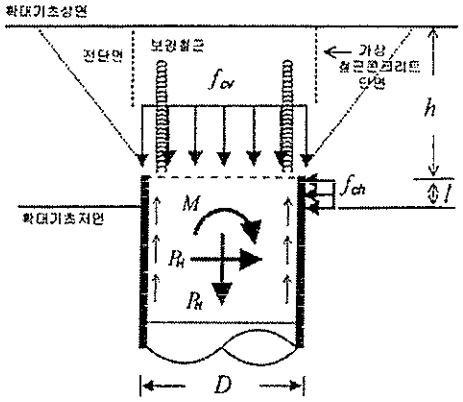
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 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	116.502	15.010	92.000	O.K
	HINGE	116.502	15.010	92.000	O.K
COMBO 2	FIX	114.773	14.787	92.000	O.K
	HINGE	114.773	14.787	92.000	O.K
COMBO 3	FIX	116.502	15.010	92.000	O.K
	HINGE	116.502	15.010	92.000	O.K
COMBO 4	FIX	73.150	9.424	120.000	O.K
	HINGE	73.150	9.424	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 = 920364.8 / (π/4 x 508 ²)
= 4.541 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 587340.8 / (π/4 x 508 ²)
= 2.898 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 920364.8 / {π x (508 + 900) x 900 }
= 0.231 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 587340.8 / {π x (508 + 900) x 900 }
= 0.148 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
[illegible]적으로 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 = 116502.429 / (508 x 100)
= 2.293 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 73149.798 / (508 x 100)
= 1.440 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

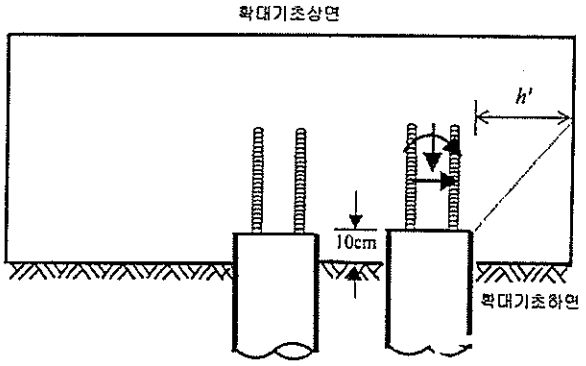
τh = 116502.429 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.196 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 73149.798 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.123 MPa ≤ τa3' = 1.264 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

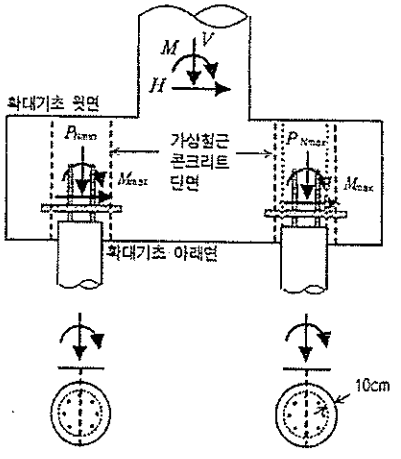
- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

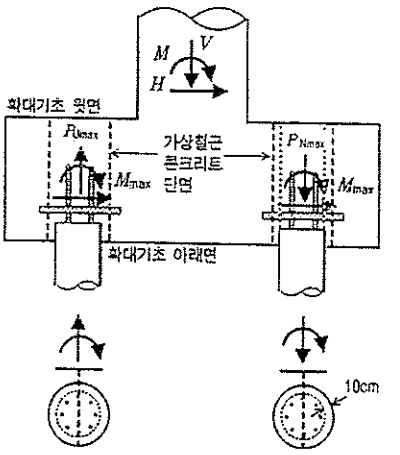
* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 가상철근콘크리트 단면의 응력 : PNmax - M



(a) P_{Nmin} - M , P_{Nmax} - M 조건



(b) P_{Umax} - M , P_{Nmax} - M 조건

a. 콘크리트의 휨압축응력

$$f_c = \frac{M}{r^3} \cdot C < f_{ca}$$

fca : 상시, 콘크리트의 허용휨압축응력 = 0.4 fck (MPa)
fca' : 지진시,콘크리트의 허용휨압축응력 = 1.33 fca (MPa)
C : 콘크리트의 휨압축응력 계수
M : 변위법으로 결정된 말뚝머리부의 휨모멘트 (kN.m)

* 콘크리트 휨압축응력 (상시)
fc = (146.824 + 920.365 x 354.000) / 354.000 ³ x 0.624
= 6.643 MPa < fca = 10.800 MPa ∴ O.K
* 콘크리트 휨압축응력 (지진시)
fc = (51.161 + 587.341 x 354.000) / 354.000 ³ x 0.536
= 3.127 MPa < fca' = 14.364 MPa ∴ O.K

b. 보강철근의 휨인장응력

$$f_s = \frac{M}{r^3} \cdot S \cdot n < f_{sa}$$

fsa : 상시, 보강철근의 허용인장응력 (MPa)
fsa' : 지진시,보강철근의 허용인장응력 (MPa)
S : 보강철근의 휨인장응력 계수

* 보강철근의 휨인장응력 (상시)
fs = (146.824 + 920.365 x 0.354)/ 0.354 ³ x 0.119 x 15.000 /1000
= 19.096 MPa < fsa = 150.000 MPa ∴ O.K
* 보강철근의 휨인장응력 (지진시)
fs = (51.161 + 587.341 x 0.354)/ 0.354 ³ x 0.000 x 15.000 /1000
= 0.024 MPa < fsa' = 199.500 MPa ∴ O.K

c. C,S의 산정 : 상시

e = 146823.511 x 1000 / 920364.768 = 159.528

r = 354.000 mm, rs = 232.450 mm

α = rs / r = 232.450 / 354.000 = 0.657

β = e / r = 159.528 / 354.000 = 0.451

Φ = 112.9679 도, np = 15 x 2292.000 / 393691.825 = 0.087

$$\beta = \frac{\frac{\phi}{4} - \sin\phi\cos\phi\left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\phi\right) + \frac{\pi np}{2}\alpha^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2 + \cos^2\phi\right) - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$

단, 0 ≤ Φ ≤ cos-1(-α)

$$C = \frac{1 - \cos\phi}{\frac{2\sin^3\phi}{3} - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np\left(\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi\right)}$$

C = 0.624

S = C x (α + cosΦ) / (1 - cosΦ)

= 0.624 x (0.657 + cos112.968) / (1 - cos112.968)

= 0.119

d. C,S의 산정 : 지진시

e = 51160.568 x 1000 / 587340.822 = 87.105

r = 354.000 mm, rs = 232.450 mm

α = rs / r = 232.450 / 354.000 = 0.657

β = e / r = 87.105 / 354.000 = 0.246

Φ = 130.9785 도, np = 15 x 2292.000 / 393691.825 = 0.087

$$\beta = \frac{\frac{\phi}{4} - \sin\phi\cos\phi\left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\phi\right) + \frac{\pi np}{2}\alpha^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2 + \cos^2\phi\right) - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$

단, 0 ≤ Φ ≤ cos-1(-α)

$$C = \frac{1 - \cos\phi}{\frac{2\sin^3\phi}{3} - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np\left(\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi\right)}$$

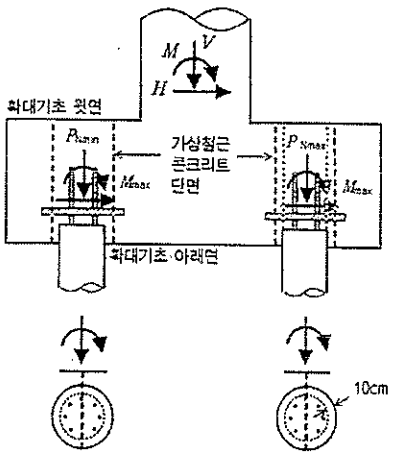
C = 0.536

S = C x (α + cosΦ) / (1 - cosΦ)

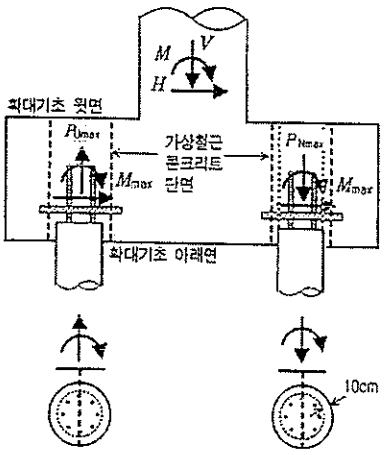
= 0.536 x (0.657 + cos130.978) / (1 - cos130.978)

= 0.000

⑦ 가상철근콘크리트 단면의 응력 : PNmin - M



(a) P_{Nmin} - M , P_{Nmax} - M 조건



(b) P_{Umax} - M , P_{Nmax} - M 조건

a. 콘크리트의 휨압축응력

$$f_c = \frac{M}{r^3} \cdot C < f_{ca}$$

fca : 상시, 콘크리트의 허용휨압축응력 = 0.4 fck (MPa)
fca' : 지진시,콘크리트의 허용휨압축응력 = 1.33 fca (MPa)
C : 콘크리트의 휨압축응력 계수
M : 변위법으로 결정된 말뚝머리부의 휨모멘트 (kN.m)

* 콘크리트 휨압축응력 (상시)
fc = (146.824 + 145.614 x 354.000) / 354.000 ³ x 2.185
= 9.769 MPa < fca = 10.800 MPa ∴ O.K
* 콘크리트 휨압축응력 (지진시)
fc = (51.161 + 350.363 x 354.000) / 354.000 ³ x 0.587
= 2.319 MPa < fca' = 14.364 MPa ∴ O.K

b. 보강철근의 휨인장응력

$$f_s = \frac{M}{r^3} \cdot S \cdot n < f_{sa}$$

fsa : 상시, 보강철근의 허용인장응력 (MPa)
fsa' : 지진시,보강철근의 허용인장응력 (MPa)
S : 보강철근의 휨인장응력 계수

* 보강철근의 휨인장응력 (상시)
fs = (146.824 + 145.614 x 0.354)/ 0.354 ³ x 4.014 x 15.000 /1000
= 269.263 MPa ≥ fsa = 150.000 MPa ∴ N.G
* 보강철근의 휨인장응력 (지진시)
fs = (51.161 + 350.363 x 0.354)/ 0.354 ³ x 0.068 x 15.000 /1000
= 4.045 MPa < fsa' = 199.500 MPa ∴ O.K

c. C.S의 산정 : 상시

e = 146823.511 x 1000 / 145614.327 = 1008.304

r = 354.000 mm, rs = 232.450 mm

α = rs / r = 232.450 / 354.000 = 0.657

β = e / r = 1008.304 / 354.000 = 2.848

Φ = 65.4080 도, np = 15 x 2292.000 / 393691.825 = 0.087

$$\beta = \frac{\frac{\phi}{4} - \sin\phi\cos\phi\left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\phi\right) + \frac{\pi np}{2}\alpha^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2 + \cos^2\phi\right) - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$

단, 0 ≤ Φ ≤ cos-1(-α)

$$C = \frac{1-\cos\phi}{\frac{2\sin^3\phi}{3} - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np\left(\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi\right)}$$

C = 2.185

S = C x (α + cosΦ) / (1 - cosΦ)

= 2.185 x (0.657 + cos65.408) / (1 - cos65.408)

= 4.014

d. C.S의 산정 : 지진시

e = 51160.568 x 1000 / 350362.920 = 146.022

r = 354.000 mm, rs = 232.450 mm

α = rs / r = 232.450 / 354.000 = 0.657

β = e / r = 146.022 / 354.000 = 0.412

Φ = 118.9506 도, np = 15 x 2292.000 / 393691.825 = 0.087

$$\beta = \frac{\frac{\phi}{4} - \sin\phi\cos\phi\left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6}\cos^2\phi\right) + \frac{\pi np}{2}\alpha^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2 + \cos^2\phi\right) - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi}$$

단, 0 ≤ Φ ≤ cos-1(-α)

$$C = \frac{1-\cos\phi}{\frac{2\sin^3\phi}{3} - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \frac{\phi}{4} - \frac{\sin\phi\cos\phi}{4} - \frac{\sin^3\phi\cos\phi}{6} + \pi np\left(\frac{\alpha^2}{2} - \cos\phi\right)}$$

C = 0.587

S = C x (α + cosΦ) / (1 - cosΦ)

= 0.587 x (0.657 + cos118.951) / (1 - cos118.951)

= 0.068

⑧ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 202683.0)

= 3256102.261 N ≥ PNmax = 1399005.643 N ∴ O.K

⑨ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\cdot\sqrt{f_{ck}}\cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 4266.3 x 850)

= 5024804.655 N ≥ PNmax = 1399005.643 N ∴ O.K

16.2 종점측 기초 말뚝검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	11.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 210000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = $\pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736\ m^4$

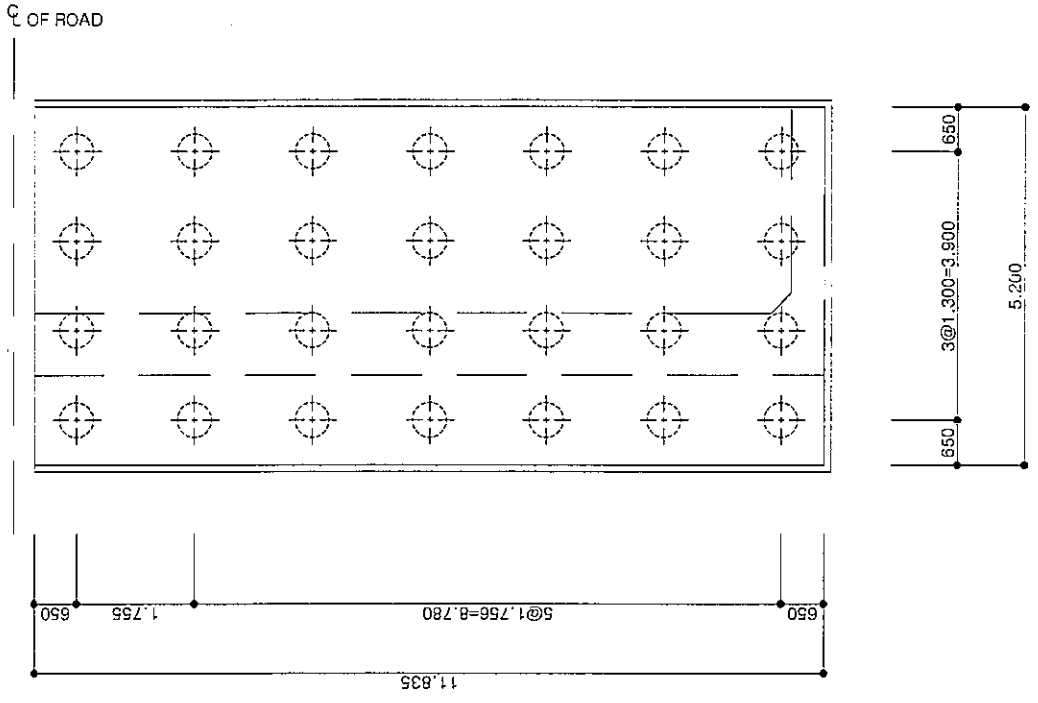
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



* () 안의 치수는 사거리 치수임.

2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	14922.630	3210.211	9475.449	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	14922.630	3210.211	9475.449	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	14922.592	3258.646	-6091.734	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13132.445	2055.185	2282.940	지진시
계수하중	COMBO 1	22197.151	5539.575	-9235.224	평상시(축력 최대)
	COMBO 2	20767.716	5758.684	15706.458	평상시(부모멘트 최대)
	COMBO 3	22197.151	5539.575	-9235.224	평상시(정모멘트 최대)
	COMBO 4	13132.445	2055.185	2282.940	지진시

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.009 x (L/D) + 0.39 = 0.594

Kv = a x Ap x Ep / L = 169693.480 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 = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 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	2.044	45177.98
2.044	2.331	26721.99
2.331	2.360	25438.32
2.360	2.363	25321.18
2.363	2.363	25310.23
2.363	2.363	25309.20
2.363	2.363	25309.10

Kh = 25309.09 kN/㎥

β = 0.423 m-1

βL = 0.423 x 11.4000 = 4.824 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.504	1.719	90355.95
1.719	1.929	57032.23
1.929	1.950	54624.28
1.950	1.952	54403.81
1.952	1.952	54383.19
1.952	1.952	54381.25
1.952	1.952	54381.07

Kh = 54381.06 kN/㎥

β = 0.512 m-1

βL = 0.512 x 11.4000 = 5.840 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	30144.275	53497.454	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	35618.248	52210.525	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	35618.248	52210.525	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	84172.504	101909.109	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	844039.7	1497928.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-997310.9	-1461894.7
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4751417.4	4751417.4
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	12394199.5	12890824.4
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	0.0052012	0.0031407	0.0011830	COMBO 1	0.0062798	0.0046717	-0.0002398
COMBO 2	0.0052012	0.0031407	0.0011830	COMBO 2	0.0091943	0.0043708	0.0020071
COMBO 3	0.0036246	0.0031407	-0.0001998	COMBO 3	0.0062798	0.0046717	-0.0002398
COMBO 4	0.0017371	0.0027639	0.0003741	COMBO 4	0.0017371	0.0027639	0.0003741

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.201 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	0.0052012	0.0054476	0.0011830	924.418	114.650	-85.681
	2	0.0052012	0.0039096	0.0011830	663.440	114.650	-85.681
	3	0.0052012	0.0023717	0.0011830	402.462	114.650	-85.681
	4	0.0052012	0.0008338	0.0011830	141.484	114.650	-85.681
COMBO 2	1	0.0052012	0.0054476	0.0011830	924.418	114.650	-85.681
	2	0.0052012	0.0039096	0.0011830	663.440	114.650	-85.681
	3	0.0052012	0.0023717	0.0011830	402.462	114.650	-85.681
	4	0.0052012	0.0008338	0.0011830	141.484	114.650	-85.681
COMBO 3	1	0.0036246	0.0027510	-0.0001998	466.823	116.380	-145.924
	2	0.0036246	0.0030108	-0.0001998	510.907	116.380	-145.924
	3	0.0036246	0.0032706	-0.0001998	554.992	116.380	-145.924
	4	0.0036246	0.0035303	-0.0001998	599.077	116.380	-145.924
COMBO 4	1	0.0017371	0.0034934	0.0003741	592.805	73.399	-52.572
	2	0.0017371	0.0030071	0.0003741	510.279	73.399	-52.572
	3	0.0017371	0.0025207	0.0003741	427.753	73.399	-52.572
	4	0.0017371	0.0020344	0.0003741	345.226	73.399	-52.572

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0062798	0.0042041	-0.0002398	713.400	197.842	-243.861
	2	0.0062798	0.0045158	-0.0002398	766.304	197.842	-243.861
	3	0.0062798	0.0048276	-0.0002398	819.207	197.842	-243.861
	4	0.0062798	0.0051393	-0.0002398	872.110	197.842	-243.861
COMBO 2	1	0.0091943	0.0082846	0.0020071	1405.849	205.667	-158.545
	2	0.0091943	0.0056754	0.0020071	963.086	205.667	-158.545
	3	0.0091943	0.0030663	0.0020071	520.323	205.667	-158.545
	4	0.0091943	0.0004571	0.0020071	77.560	205.667	-158.545
COMBO 3	1	0.0062798	0.0042041	-0.0002398	713.400	197.842	-243.861
	2	0.0062798	0.0045158	-0.0002398	766.304	197.842	-243.861
	3	0.0062798	0.0048276	-0.0002398	819.207	197.842	-243.861
	4	0.0062798	0.0051393	-0.0002398	872.110	197.842	-243.861
COMBO 4	1	0.0017371	0.0034934	0.0003741	592.805	73.399	-52.572
	2	0.0017371	0.0030071	0.0003741	510.279	73.399	-52.572
	3	0.0017371	0.0025207	0.0003741	427.753	73.399	-52.572
	4	0.0017371	0.0020344	0.0003741	345.226	73.399	-52.572

▣ 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	1.950	0	924.418	114.650	-85.681	7
	2	0.650	0	663.440	114.650	-85.681	7
	3	-0.650	0	402.462	114.650	-85.681	7
	4	-1.950	0	141.484	114.650	-85.681	7
	계			14922.630	3210.211	9475.449	28
COMBO 2	1	1.950	0	924.418	114.650	-85.681	7
	2	0.650	0	663.440	114.650	-85.681	7
	3	-0.650	0	402.462	114.650	-85.681	7
	4	-1.950	0	141.484	114.650	-85.681	7
	계			14922.630	3210.211	9475.449	28
COMBO 3	1	1.950	0	466.823	116.380	-145.924	7
	2	0.650	0	510.907	116.380	-145.924	7
	3	-0.650	0	554.992	116.380	-145.924	7
	4	-1.950	0	599.077	116.380	-145.924	7
	계			14922.592	3258.646	-6091.734	28
COMBO 4	1	1.950	0	592.805	73.399	-52.572	7
	2	0.650	0	510.279	73.399	-52.572	7
	3	-0.650	0	427.753	73.399	-52.572	7
	4	-1.950	0	345.226	73.399	-52.572	7
	계			13132.445	2055.185	2282.940	28

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	713.400	197.842	-243.861	7
	2	0.650	0	766.304	197.842	-243.861	7
	3	-0.650	0	819.207	197.842	-243.861	7
	4	-1.950	0	872.110	197.842	-243.861	7
	계			22197.151	5539.575	-9235.224	28
COMBO 2	1	1.950	0	1405.849	205.667	-158.545	7
	2	0.650	0	963.086	205.667	-158.545	7
	3	-0.650	0	520.323	205.667	-158.545	7
	4	-1.950	0	77.560	205.667	-158.545	7
	계			20767.716	5758.684	15706.458	28
COMBO 3	1	1.950	0	713.400	197.842	-243.861	7
	2	0.650	0	766.304	197.842	-243.861	7
	3	-0.650	0	819.207	197.842	-243.861	7
	4	-1.950	0	872.110	197.842	-243.861	7
	계			22197.151	5539.575	-9235.224	28
COMBO 4	1	1.950	0	592.805	73.399	-52.572	7
	2	0.650	0	510.279	73.399	-52.572	7
	3	-0.650	0	427.753	73.399	-52.572	7
	4	-1.950	0	345.226	73.399	-52.572	7
	계			13132.445	2055.185	2282.940	28

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

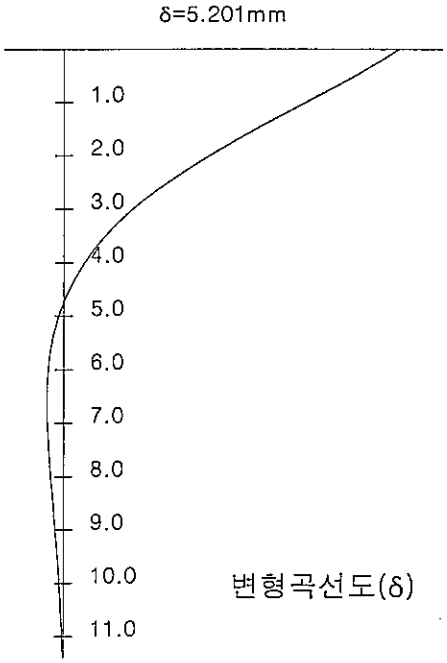
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

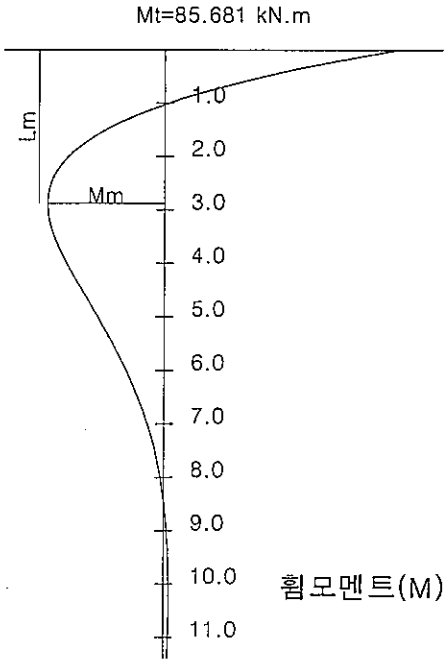
- 최대모멘트 및 깊이 : -42.671 kN.m. 2.880 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.201 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.201 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	85.681	-114.650	5.201	
0.760	16.479	-69.203	4.129	
1.520	-22.365	-34.936	2.946	
2.280	-39.428	-11.687	1.882	
3.040	-42.483	2.286	1.041	
3.800	-37.718	9.288	0.443	
4.560	-29.557	11.575	0.062	
5.320	-20.834	11.041	-0.148	
6.080	-13.125	9.105	-0.236	
6.840	-7.105	6.722	-0.246	
7.600	-2.875	4.461	-0.215	
8.360	-0.221	2.604	-0.167	
9.120	1.208	1.237	-0.116	
9.880	1.777	0.333	-0.072	
10.640	1.819	-0.192	-0.038	
11.400	1.556	-0.439	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

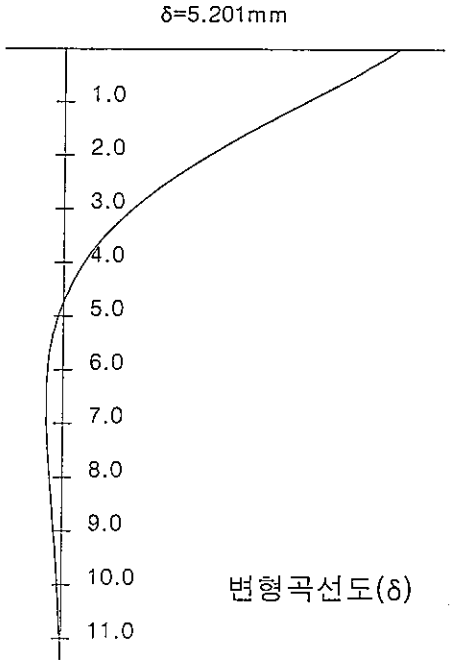
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

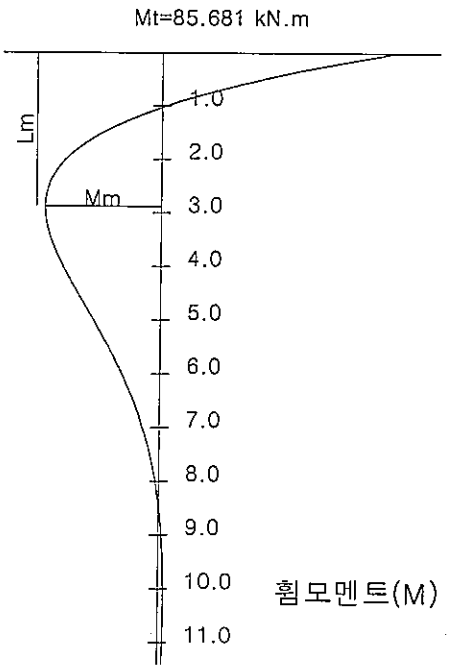
- 최대모멘트 및 깊이 : -42.671 kN.m, 2.880 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.201 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.201 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	85.681	-114.650	5.201	
0.760	16.479	-69.203	4.129	
1.520	-22.365	-34.936	2.946	
2.280	-39.428	-11.687	1.882	
3.040	-42.483	2.286	1.041	
3.800	-37.718	9.288	0.443	
4.560	-29.557	11.575	0.062	
5.320	-20.834	11.041	-0.148	
6.080	-13.125	9.105	-0.236	
6.840	-7.105	6.722	-0.246	
7.600	-2.875	4.461	-0.215	
8.360	-0.221	2.604	-0.167	
9.120	1.208	1.237	-0.116	
9.880	1.777	0.333	-0.072	
10.640	1.810	-0.192	-0.038	
11.400	1.556	-0.439	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

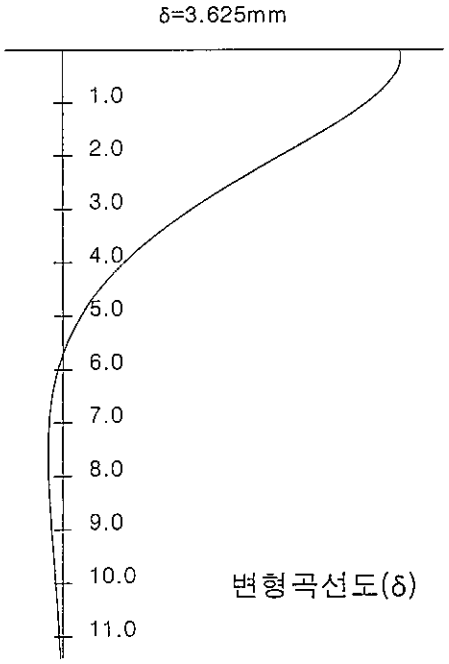
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

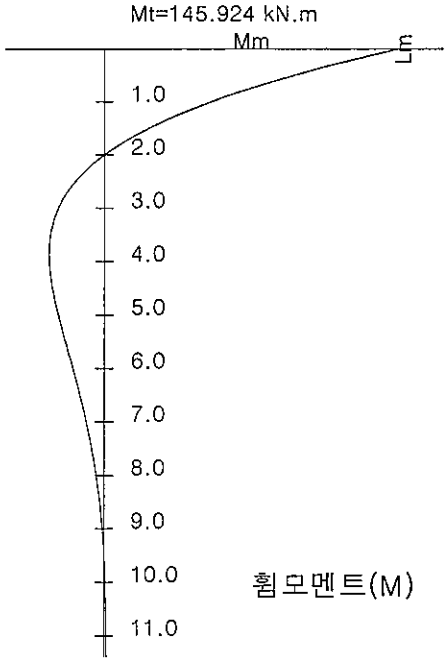
- 최대모멘트 및 깊이 : 145.924 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.625 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.625 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	145.924	-116.380	3.625	
0.760	70.784	-81.680	3.432	
1.520	20.675	-51.191	2.816	
2.280	-8.764	-27.489	2.070	
3.040	-22.923	-10.908	1.367	
3.800	-26.927	-0.558	0.793	
4.560	-24.993	4.966	0.372	
5.320	-20.229	7.125	0.095	
6.080	-14.691	7.191	-0.065	
6.840	-9.577	6.147	-0.139	
7.600	-5.453	4.677	-0.157	
8.360	-2.467	3.203	-0.143	
9.120	-0.528	1.947	-0.114	
9.880	0.570	0.996	-0.082	
10.640	1.062	0.346	-0.053	
11.400	1.161	-0.047	-0.029	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 지진시

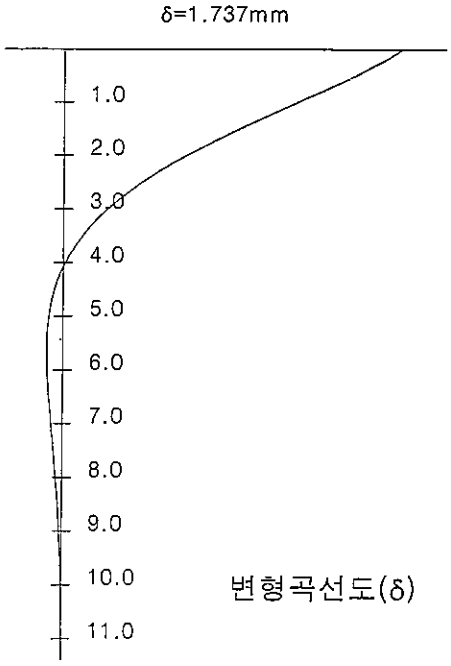
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

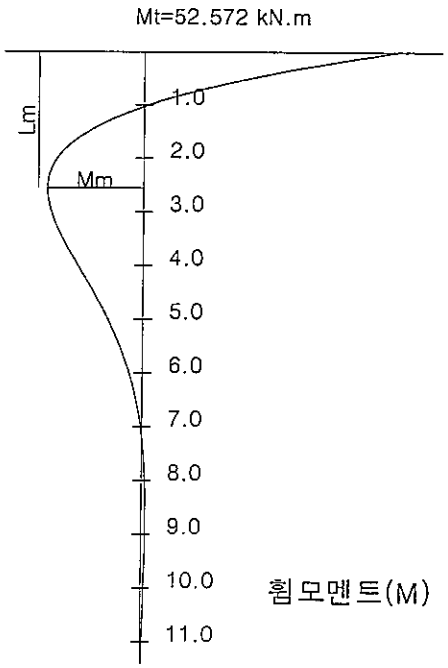
- 최대모멘트 및 깊이 : -19.986 kN.m, 2.558 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.737 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.737 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	52.572	-73.399	1.737	
0.760	9.626	-40.982	1.348	
1.520	-12.063	-17.684	0.892	
2.280	-19.540	-3.357	0.500	
3.040	-18.957	3.908	0.217	
3.800	-14.796	6.440	0.043	
4.560	-9.846	6.279	-0.046	
5.320	-5.551	4.915	-0.077	
6.080	-2.440	3.280	-0.076	
6.840	-0.510	1.855	-0.060	
7.600	0.480	0.820	-0.040	
8.360	0.836	0.177	-0.023	
9.120	0.828	-0.155	-0.010	
9.880	0.654	-0.275	-0.002	
10.640	0.440	-0.274	0.002	
11.400	0.251	-0.217	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

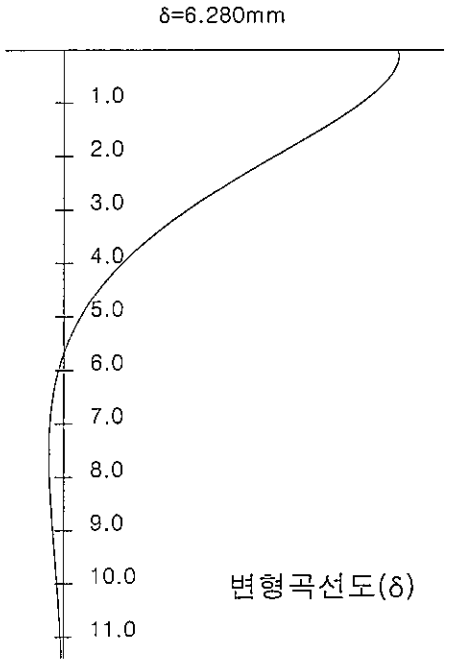
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

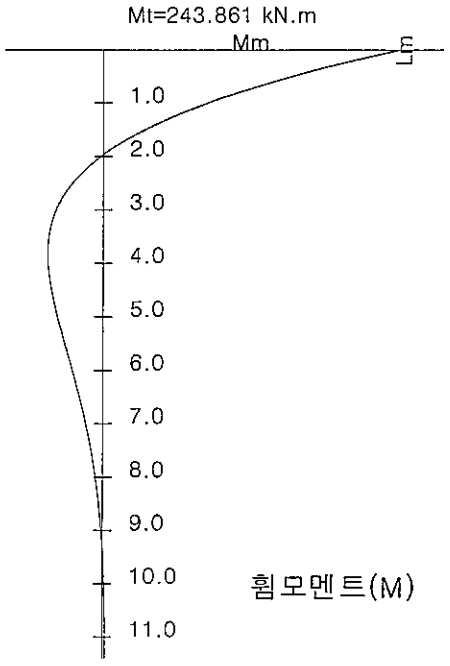
- 최대모멘트 및 깊이 : 243.861 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.280 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.280 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	243.861	-197.842	6.280	
0.760	116.475	-138.037	5.888	
1.520	32.052	-85.901	4.799	
2.280	-17.128	-45.616	3.507	
3.040	-40.409	-17.600	2.302	
3.800	-46.585	-0.236	1.324	
4.560	-42.845	8.927	0.611	
5.320	-34.454	12.404	0.144	
6.080	-24.876	12.371	-0.122	
6.840	-16.112	10.499	-0.244	
7.600	-9.088	7.940	-0.272	
8.360	-4.034	5.404	-0.245	
9.120	-0.772	3.261	-0.195	
9.880	1.058	1.646	-0.139	
10.640	1.361	0.550	-0.089	
11.400	2.004	-0.109	-0.049	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

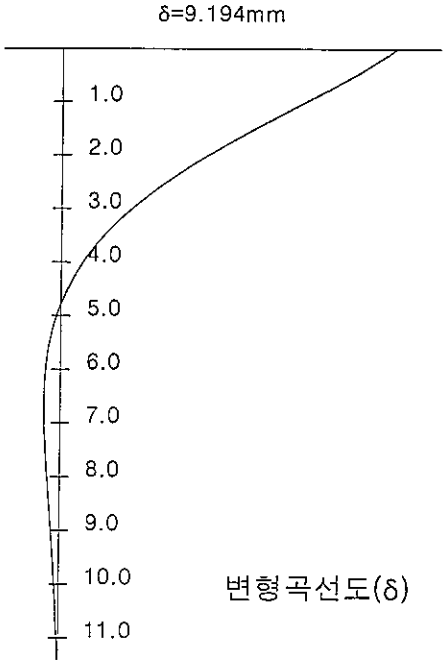
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

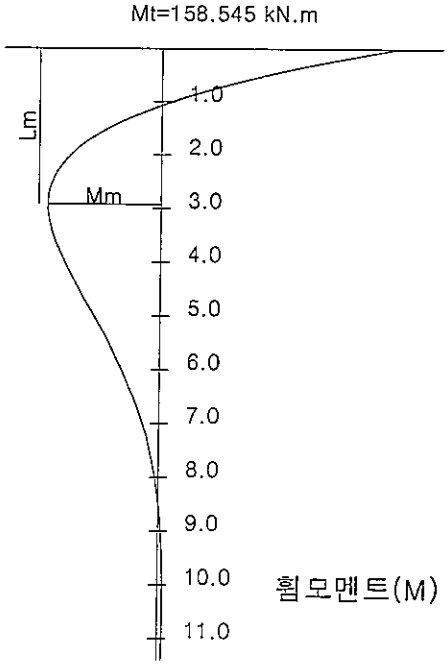
- 최대모멘트 및 깊이 : -74.730 kN.m, 2.922 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.194 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.194 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	158.545	-205.667	9.194	
0.760	34.004	-125.080	7.344	
1.520	-36.555	-63.964	5.270	
2.280	-68.159	-22.248	3.390	
3.040	-74.549	3.014	1.893	
3.800	-66.727	15.840	0.822	
4.560	-52.609	20.206	0.136	
5.320	-37.298	19.471	-0.245	
6.080	-23.657	16.164	-0.408	
6.840	-12.940	12.002	-0.433	
7.600	-5.366	8.014	-0.381	
8.360	-0.580	4.717	-0.297	
9.120	2.022	2.276	-0.208	
9.880	3.087	0.652	-0.130	
10.640	3.183	-0.300	-0.069	
11.400	2.757	-0.755	-0.027	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

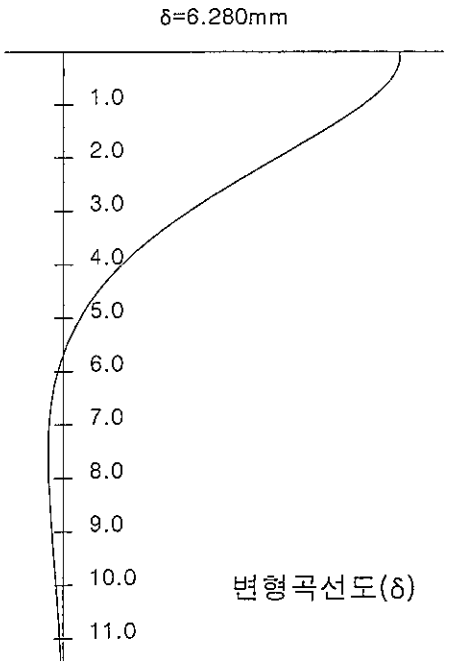
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

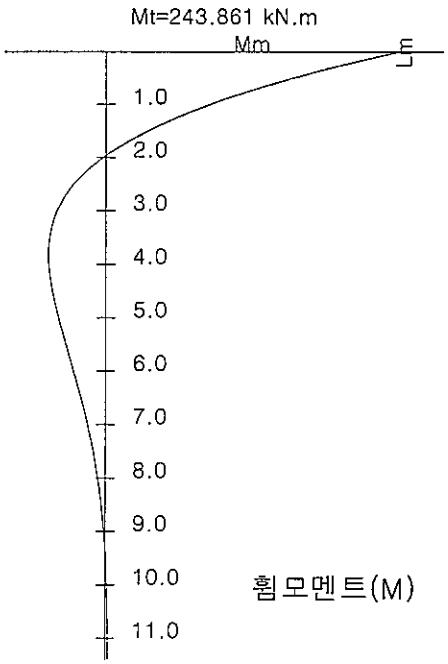
- 최대모멘트 및 깊이 : 243.861 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.280 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.280 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	243.861	-197.842	6.280	
0.760	116.475	-138.037	5.888	
1.520	32.052	-85.901	4.799	
2.280	-17.128	-45.616	3.507	
3.040	-40.409	-17.600	2.302	
3.800	-46.585	-0.236	1.324	
4.560	-42.845	8.927	0.611	
5.320	-34.454	12.404	0.144	
6.080	-24.876	12.371	-0.122	
6.840	-16.112	10.499	-0.244	
7.600	-9.088	7.940	-0.272	
8.360	-4.034	5.404	-0.245	
9.120	-0.772	3.261	-0.195	
9.880	1.058	1.646	-0.139	
10.640	1.861	0.550	-0.089	
11.400	2.004	-0.109	-0.049	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 지진시

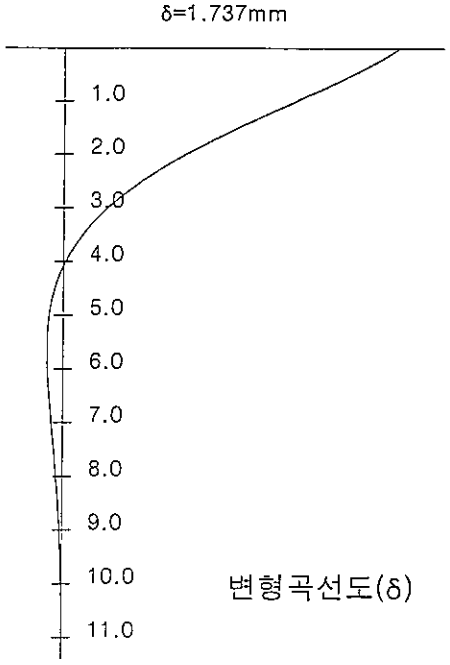
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

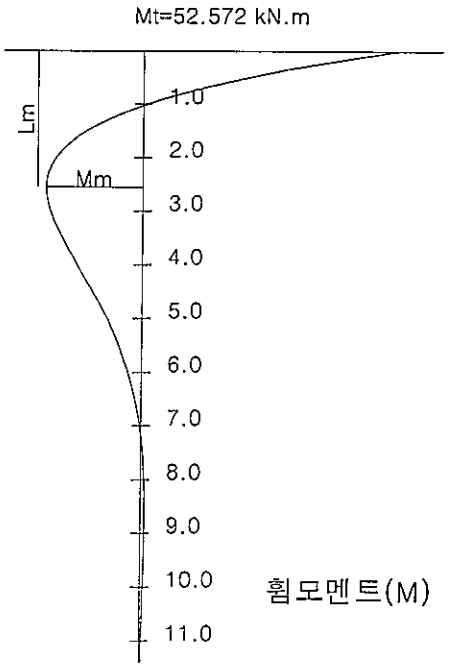
- 최대모멘트 및 깊이 : -19.986 kN.m. 2.558 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.737 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.737 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	52.572	-73.399	1.737	
0.760	9.626	-40.982	1.348	
1.520	-12.063	-17.684	0.892	
2.280	-19.540	-3.357	0.500	
3.040	-18.957	3.908	0.217	
3.800	-14.796	6.440	0.043	
4.560	-9.846	6.279	-0.046	
5.320	-5.551	4.915	-0.077	
6.080	-2.440	3.280	-0.076	
6.840	-0.510	1.855	-0.060	
7.600	0.480	0.820	-0.040	
8.360	0.836	0.177	-0.023	
9.120	0.828	-0.155	-0.010	
9.880	0.654	-0.275	-0.002	
10.640	0.440	-0.274	0.002	
11.400	0.251	-0.217	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	15072.138	26748.727	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	422019.9	748964.4
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4751417.4	4751417.4
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	10037369.4	10037369.4
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	0.0076068	0.0031407	0.0009440	COMBO 1	0.0131263	0.0046717	-0.0009201
COMBO 2	0.0076068	0.0031407	0.0009440	COMBO 2	0.0136455	0.0043708	0.0015648
COMBO 3	0.0077215	0.0031407	-0.0006069	COMBO 3	0.0131263	0.0046717	-0.0009201
COMBO 4	0.0027440	0.0027639	0.0002274	COMBO 4	0.0027440	0.0027639	0.0002274

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.722 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	0.0076068	0.0049815	0.0009440	845.329	114.650	0.000
	2	0.0076068	0.0037543	0.0009440	637.077	114.650	0.000
	3	0.0076068	0.0025271	0.0009440	428.825	114.650	0.000
	4	0.0076068	0.0012998	0.0009440	220.574	114.650	0.000
COMBO 2	1	0.0076068	0.0049815	0.0009440	845.329	114.650	0.000
	2	0.0076068	0.0037543	0.0009440	637.077	114.650	0.000
	3	0.0076068	0.0025271	0.0009440	428.825	114.650	0.000
	4	0.0076068	0.0012998	0.0009440	220.574	114.650	0.000
COMBO 3	1	0.0077215	0.0019572	-0.0006069	332.123	116.380	0.000
	2	0.0077215	0.0027462	-0.0006069	466.008	116.380	0.000
	3	0.0077215	0.0035351	-0.0006069	599.892	116.380	0.000
	4	0.0077215	0.0043241	-0.0006069	733.776	116.380	0.000
COMBO 4	1	0.0027440	0.0032074	0.0002274	544.278	73.399	0.000
	2	0.0027440	0.0029117	0.0002274	494.103	73.399	0.000
	3	0.0027440	0.0026161	0.0002274	443.929	73.399	0.000
	4	0.0027440	0.0023204	0.0002274	393.754	73.399	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0131263	0.0028775	-0.0009201	488.297	197.842	0.000
	2	0.0131263	0.0040736	-0.0009201	691.269	197.842	0.000
	3	0.0131263	0.0052697	-0.0009201	894.241	197.842	0.000
	4	0.0131263	0.0064659	-0.0009201	1097.213	197.842	0.000
COMBO 2	1	0.0136455	0.0074222	0.0015648	1259.499	205.667	0.000
	2	0.0136455	0.0053880	0.0015648	914.303	205.667	0.000
	3	0.0136455	0.0033537	0.0015648	569.106	205.667	0.000
	4	0.0136455	0.0013195	0.0015648	223.909	205.667	0.000
COMBO 3	1	0.0131263	0.0028775	-0.0009201	488.297	197.842	0.000
	2	0.0131263	0.0040736	-0.0009201	691.269	197.842	0.000
	3	0.0131263	0.0052697	-0.0009201	894.241	197.842	0.000
	4	0.0131263	0.0064659	-0.0009201	1097.213	197.842	0.000
COMBO 4	1	0.0027440	0.0032074	0.0002274	544.278	73.399	0.000
	2	0.0027440	0.0029117	0.0002274	494.103	73.399	0.000
	3	0.0027440	0.0026161	0.0002274	443.929	73.399	0.000
	4	0.0027440	0.0023204	0.0002274	393.754	73.399	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	1.950	0	845.329	114.650	0.000	7
	2	0.650	0	637.077	114.650	0.000	7
	3	-0.650	0	428.825	114.650	0.000	7
	4	-1.950	0	220.574	114.650	0.000	7
	계			14922.630	3210.211	0.000	28
COMBO 2	1	1.950	0	845.329	114.650	0.000	7
	2	0.650	0	637.077	114.650	0.000	7
	3	-0.650	0	428.825	114.650	0.000	7
	4	-1.950	0	220.574	114.650	0.000	7
	계			14922.630	3210.211	0.000	28
COMBO 3	1	1.950	0	332.123	116.380	0.000	7
	2	0.650	0	466.008	116.380	0.000	7
	3	-0.650	0	599.892	116.380	0.000	7
	4	-1.950	0	733.776	116.380	0.000	7
	계			14922.592	3258.646	0.000	28
COMBO 4	1	1.950	0	544.278	73.399	0.000	7
	2	0.650	0	494.103	73.399	0.000	7
	3	-0.650	0	443.929	73.399	0.000	7
	4	-1.950	0	393.754	73.399	0.000	7
	계			13132.445	2055.185	0.000	28

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.950	0	488.297	197.842	0.000	7
	2	0.650	0	691.269	197.842	0.000	7
	3	-0.650	0	894.241	197.842	0.000	7
	4	-1.950	0	1097.213	197.842	0.000	7
	계			22197.151	5539.575	0.000	28
COMBO 2	1	1.950	0	1259.499	205.667	0.000	7
	2	0.650	0	914.303	205.667	0.000	7
	3	-0.650	0	569.106	205.667	0.000	7
	4	-1.950	0	223.909	205.667	0.000	7
	계			20767.716	5758.684	0.000	28
COMBO 3	1	1.950	0	488.297	197.842	0.000	7
	2	0.650	0	691.269	197.842	0.000	7
	3	-0.650	0	894.241	197.842	0.000	7
	4	-1.950	0	1097.213	197.842	0.000	7
	계			22197.151	5539.575	0.000	28
COMBO 4	1	1.950	0	544.278	73.399	0.000	7
	2	0.650	0	494.103	73.399	0.000	7
	3	-0.650	0	443.929	73.399	0.000	7
	4	-1.950	0	393.754	73.399	0.000	7
	계			13132.445	2055.185	0.000	28

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(측력 최대)

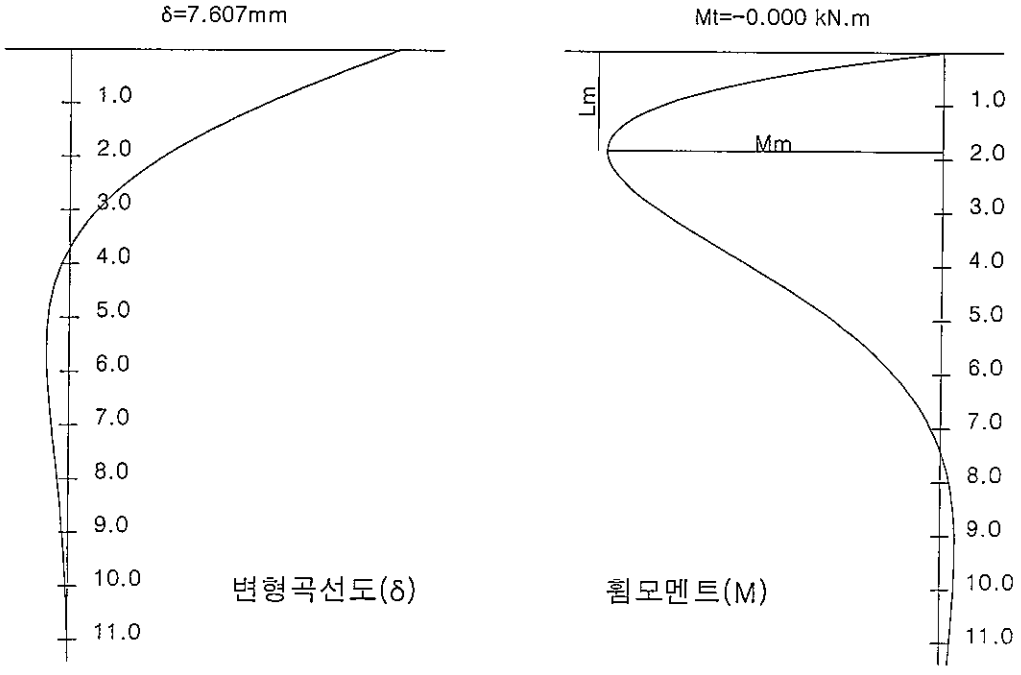
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.350 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.607 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.607 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-114.650	7.607	
0.760	-62.088	-52.586	5.232	
1.520	-85.411	-12.078	3.199	
2.280	-84.860	11.025	1.651	
3.040	-71.844	21.514	0.590	
3.800	-54.228	23.801	-0.057	
4.560	-36.837	21.434	-0.388	
5.320	-22.171	16.975	-0.504	
6.080	-11.138	12.086	-0.489	
6.840	-3.668	7.703	-0.408	
7.600	0.808	4.245	-0.304	
8.360	3.040	1.790	-0.204	
9.120	3.757	0.232	-0.121	
9.880	3.570	-0.622	-0.059	
10.640	2.937	-0.978	-0.018	
11.400	2.163	-1.018	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

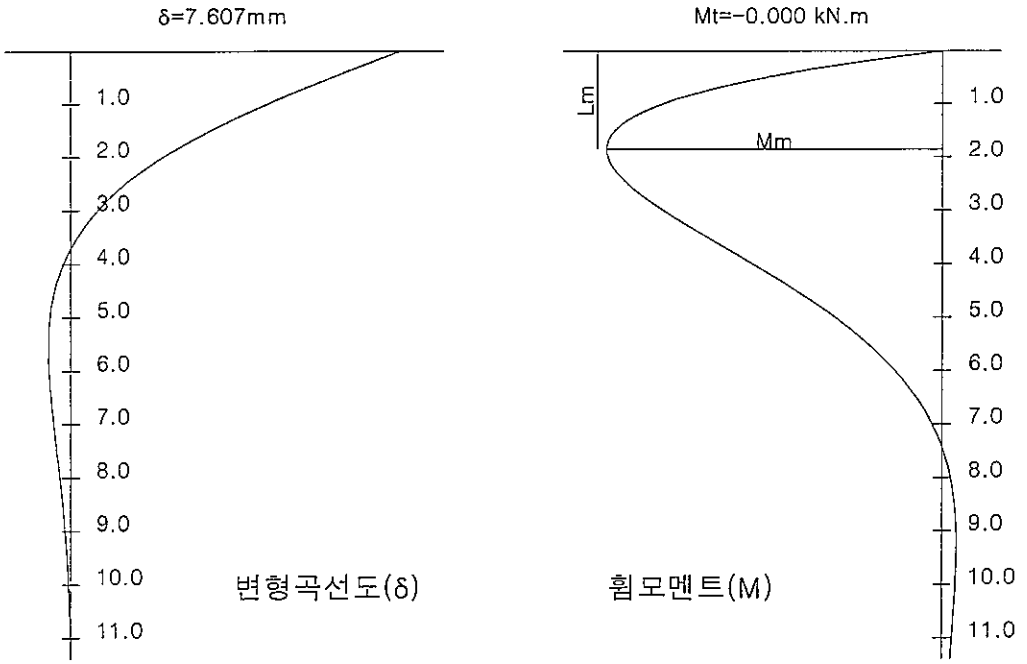
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.350 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.607 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.607 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-114.650	7.607	
0.760	-62.088	-52.586	5.232	
1.520	-85.411	-12.078	3.199	
2.280	-84.860	11.025	1.651	
3.040	-71.844	21.514	0.590	
3.800	-54.228	23.801	-0.057	
4.560	-36.837	21.434	-0.388	
5.320	-22.171	16.975	-0.504	
6.080	-11.138	12.086	-0.489	
6.840	-3.668	7.703	-0.408	
7.600	0.808	4.245	-0.304	
8.360	3.040	1.790	-0.204	
9.120	3.757	0.232	-0.121	
9.880	3.570	-0.622	-0.059	
10.640	2.937	-0.978	-0.018	
11.400	2.163	-1.018	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

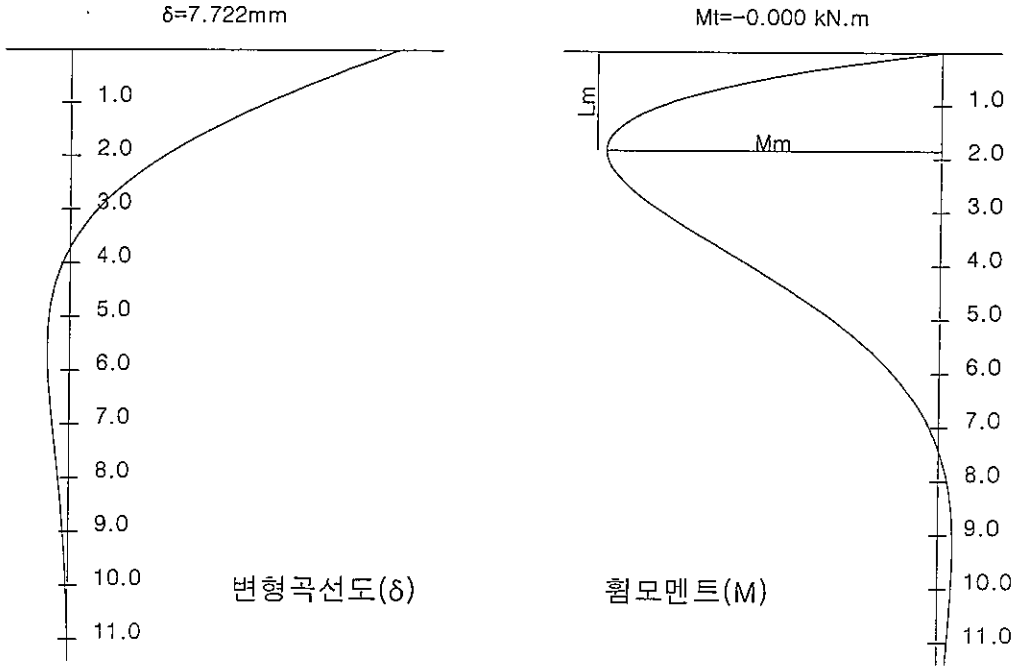
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -88.668 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.722 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.722 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-116.380	7.722	
0.760	-63.025	-53.379	5.311	
1.520	-86.699	-12.260	3.248	
2.280	-86.140	11.191	1.676	
3.040	-72.928	21.839	0.599	
3.800	-55.047	24.160	-0.058	
4.560	-37.393	21.757	-0.394	
5.320	-22.506	17.231	-0.511	
6.080	-11.306	12.268	-0.497	
6.840	-3.724	7.819	-0.414	
7.600	0.820	4.309	-0.309	
8.360	3.085	1.817	-0.207	
9.120	3.813	0.235	-0.123	
9.880	3.624	-0.632	-0.060	
10.640	2.981	-0.993	-0.018	
11.400	2.196	-1.033	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 지진시

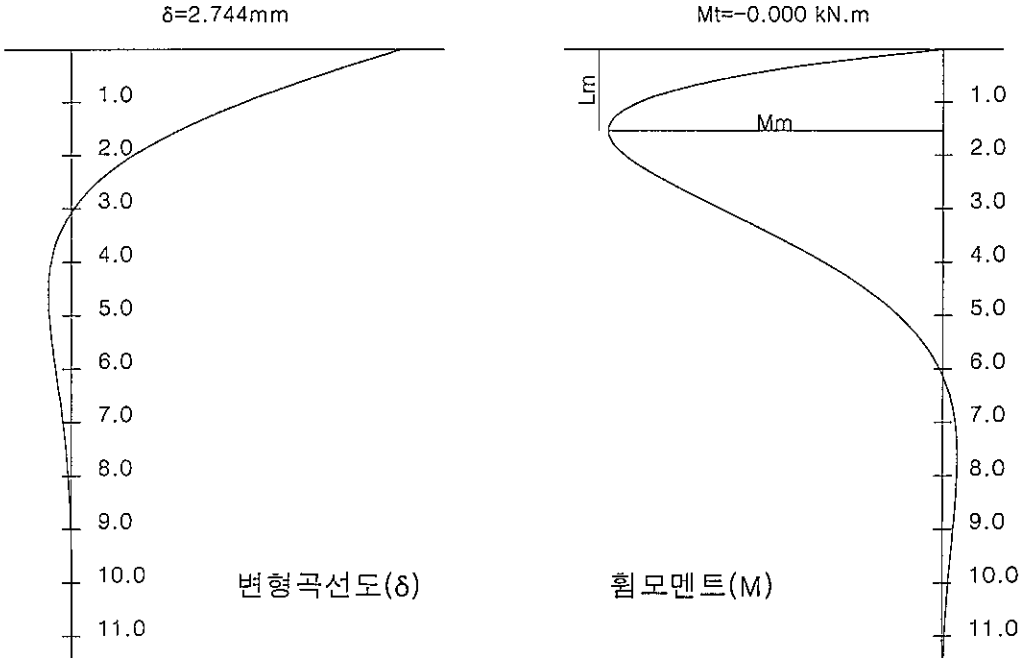
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.189 kN.m, 1.533 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.744 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.744 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-73.399	2.744	
0.760	-36.845	-27.128	1.720	
1.520	-46.187	-0.318	0.897	
2.280	-40.986	12.054	0.334	
3.040	-30.179	15.256	0.008	
3.800	-19.019	13.591	-0.144	
4.560	-9.990	10.035	-0.184	
5.320	-3.793	6.341	-0.164	
6.080	-0.169	3.343	-0.122	
6.840	1.528	1.280	-0.077	
7.600	1.994	0.070	-0.041	
8.360	1.798	-0.499	-0.016	
9.120	1.338	-0.658	-0.001	
9.880	0.853	-0.596	0.006	
10.640	0.455	-0.445	0.008	
11.400	0.178	-0.284	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력. : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 평상시(축력 최대)

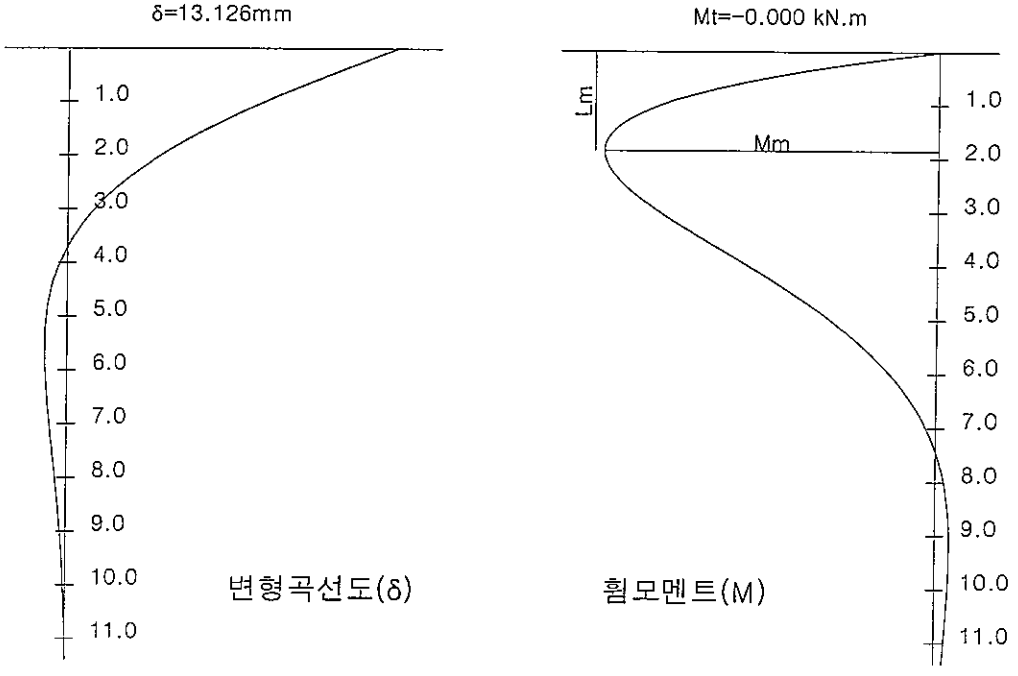
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -150.733 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.126 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.126 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-197.842	13.126	
0.760	-107.140	-90.742	9.029	
1.520	-147.385	-20.841	5.521	
2.280	-146.435	19.025	2.849	
3.040	-123.975	37.126	1.017	
3.800	-93.577	41.072	-0.098	
4.560	-63.566	36.986	-0.669	
5.320	-38.259	29.292	-0.869	
6.080	-19.220	20.855	-0.844	
6.840	-6.330	13.293	-0.704	
7.600	1.394	7.325	-0.525	
8.360	5.245	3.089	-0.352	
9.120	6.482	0.400	-0.209	
9.880	6.161	-1.074	-0.102	
10.640	5.333	-1.687	-0.030	
11.400	3.733	-1.757	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 평상시(부모멘트 최대)

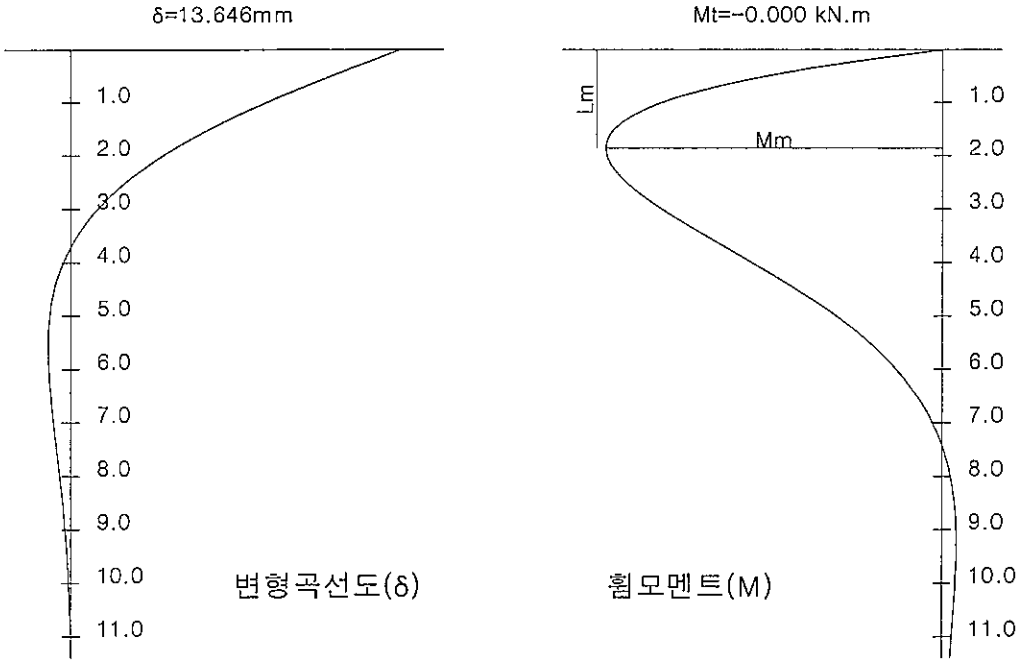
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -156.695 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.646 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.646 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-205.667	13.646	
0.760	-111.378	-94.332	9.386	
1.520	-153.215	-21.666	5.739	
2.280	-152.228	19.777	2.962	
3.040	-128.879	38.594	1.058	
3.800	-97.279	42.696	-0.102	
4.560	-66.080	38.449	-0.696	
5.320	-39.772	30.451	-0.904	
6.080	-19.980	21.680	-0.877	
6.840	-6.580	13.819	-0.732	
7.600	1.449	7.614	-0.546	
8.360	5.452	3.211	-0.366	
9.120	6.739	0.415	-0.217	
9.880	6.404	-1.116	-0.106	
10.640	5.268	-1.754	-0.032	
11.400	3.881	-1.826	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 평상시(정모멘트 최대)

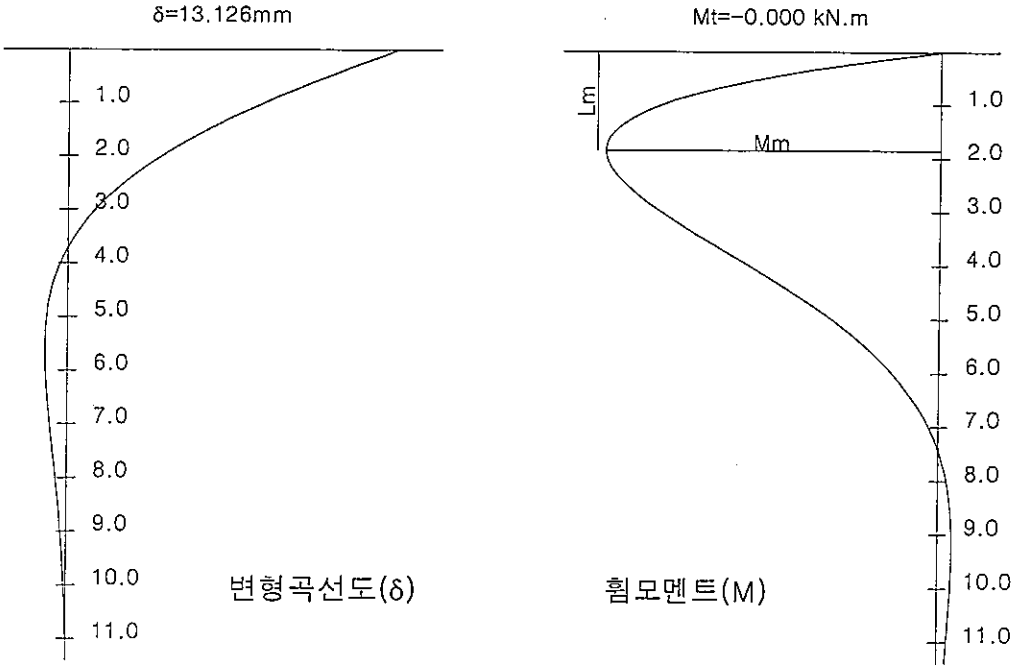
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -150.733 kN.m, 1.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.126 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.126 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-197.842	13.126	
0.760	-107.140	-90.742	9.029	
1.520	-147.385	-20.841	5.521	
2.280	-146.435	19.025	2.849	
3.040	-123.975	37.126	1.017	
3.800	-93.577	41.072	-0.098	
4.560	-63.566	36.986	-0.669	
5.320	-38.259	29.292	-0.869	
6.080	-19.220	20.855	-0.844	
6.840	-6.330	13.293	-0.704	
7.600	1.394	7.325	-0.525	
8.360	5.245	3.089	-0.352	
9.120	6.482	0.400	-0.209	
9.880	6.161	-1.074	-0.102	
10.640	5.068	-1.687	-0.030	
11.400	3.733	-1.757	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 지진시

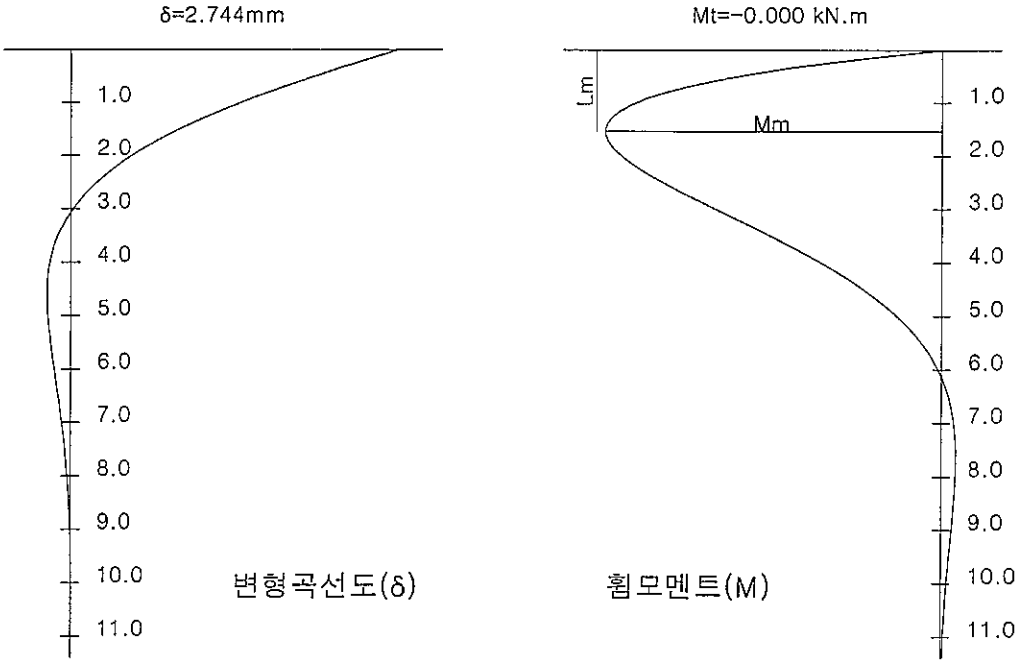
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.189 kN.m, 1.533 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.744 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.744 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-73.399	2.744	
0.760	-36.845	-27.128	1.720	
1.520	-46.187	-0.318	0.897	
2.280	-40.986	12.054	0.334	
3.040	-30.179	15.256	0.008	
3.800	-19.019	13.591	-0.144	
4.560	-9.990	10.035	-0.184	
5.320	-3.793	6.341	-0.164	
6.080	-0.169	3.343	-0.122	
6.840	1.528	1.280	-0.077	
7.600	1.994	0.070	-0.041	
8.360	1.798	-0.499	-0.016	
9.120	1.338	-0.658	-0.001	
9.880	0.853	-0.596	0.006	
10.640	0.455	-0.445	0.008	
11.400	0.178	-0.284	0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.7215 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.7440 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

주면 마찰력을 고려하지 않으므로 인발력이 발생해서는 않된다.

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	924.418	141.484	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	845.329	220.574	1586.000	0.000	O.K
COMBO 2	FIX	924.418	141.484	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	845.329	220.574	1586.000	0.000	O.K
COMBO 3	FIX	599.077	466.823	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	733.776	332.123	1586.000	0.000	O.K
COMBO 4	FIX	592.805	345.226	2379.000	0.000	O.K
	HINGE	544.278	393.754	2379.000	0.000	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 : 11.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.40/0.508 = 22.441 < 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	924.418	85.681	105.516	161.00	O.K
	HINGE	845.329	87.350	101.316	161.00	O.K
COMBO 2	FIX	924.418	85.681	105.516	161.00	O.K
	HINGE	845.329	87.350	101.316	161.00	O.K
COMBO 3	FIX	599.077	145.924	116.862	161.00	O.K
	HINGE	733.776	88.668	94.835	161.00	O.K
COMBO 4	FIX	592.805	52.572	66.392	210.00	O.K
	HINGE	544.278	46.189	59.842	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

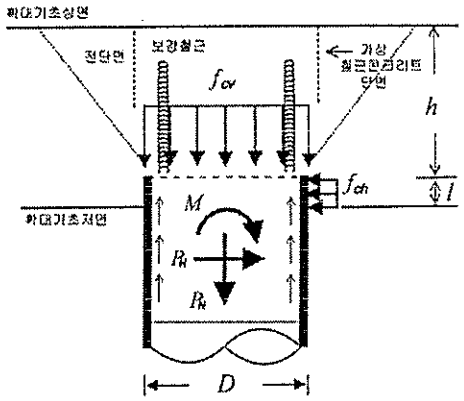
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	114.650	14.771	92.000	O.K
	HINGE	114.650	14.771	92.000	O.K
COMBO 2	FIX	114.650	14.771	92.000	O.K
	HINGE	114.650	14.771	92.000	O.K
COMBO 3	FIX	116.380	14.994	92.000	O.K
	HINGE	116.380	14.994	92.000	O.K
COMBO 4	FIX	73.399	9.456	120.000	O.K
	HINGE	73.399	9.456	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 직경(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 = 924418.4 / (π/4 x 508 ²)
= 4.561 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 592805.5 / (π/4 x 508 ²)
= 2.925 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 924418.4 / {π x (508 + 900) x 900 }
= 0.232 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 592805.5 / {π x (508 + 900) x 900 }
= 0.149 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 116380.206 / (508 x 100)
= 2.291 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 73399.477 / (508 x 100)
= 1.445 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

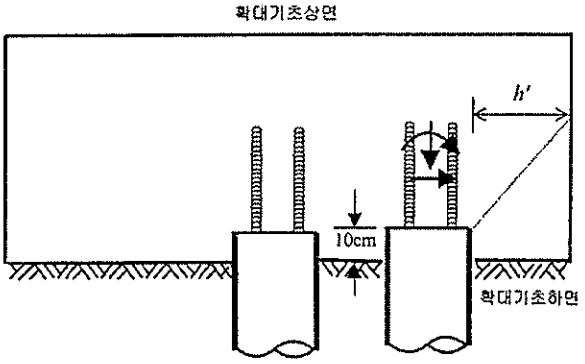
τh = 116380.206 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.196 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 73399.477 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.124 MPa ≤ τa3' = 1.264 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 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 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 27.0 x 202683.0)

= 3256102.261 N ≥ PNmax = 1405848.552 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\cdot\sqrt{f_{ck}}\cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 4266.3 x 850)

= 5024804.655 N ≥ PNmax = 1405848.552 N ∴ O.K

9. 호죽2교

상부 구조(옥산방향)

BiCon 상부 구조계산서

교량형식	BiCon
교 량 명	호죽2교(옥산방향)
설계등급	1등급
거더전장	49.900 M
교량폭	12.455 M
거더높이	2.400 M

2015년 10월

SAMHYUN (주)삼현 P.F

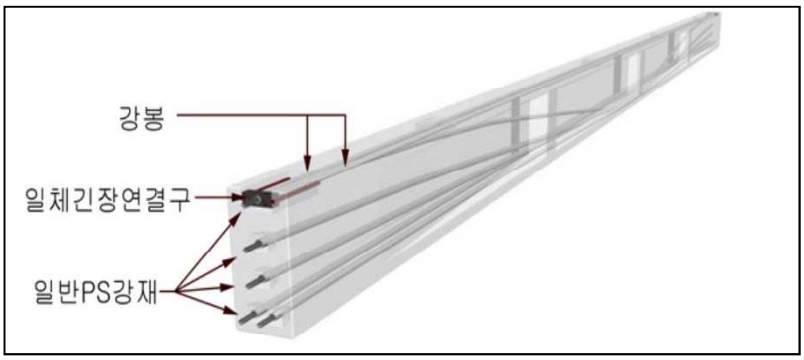
1. 설 계 개 요

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

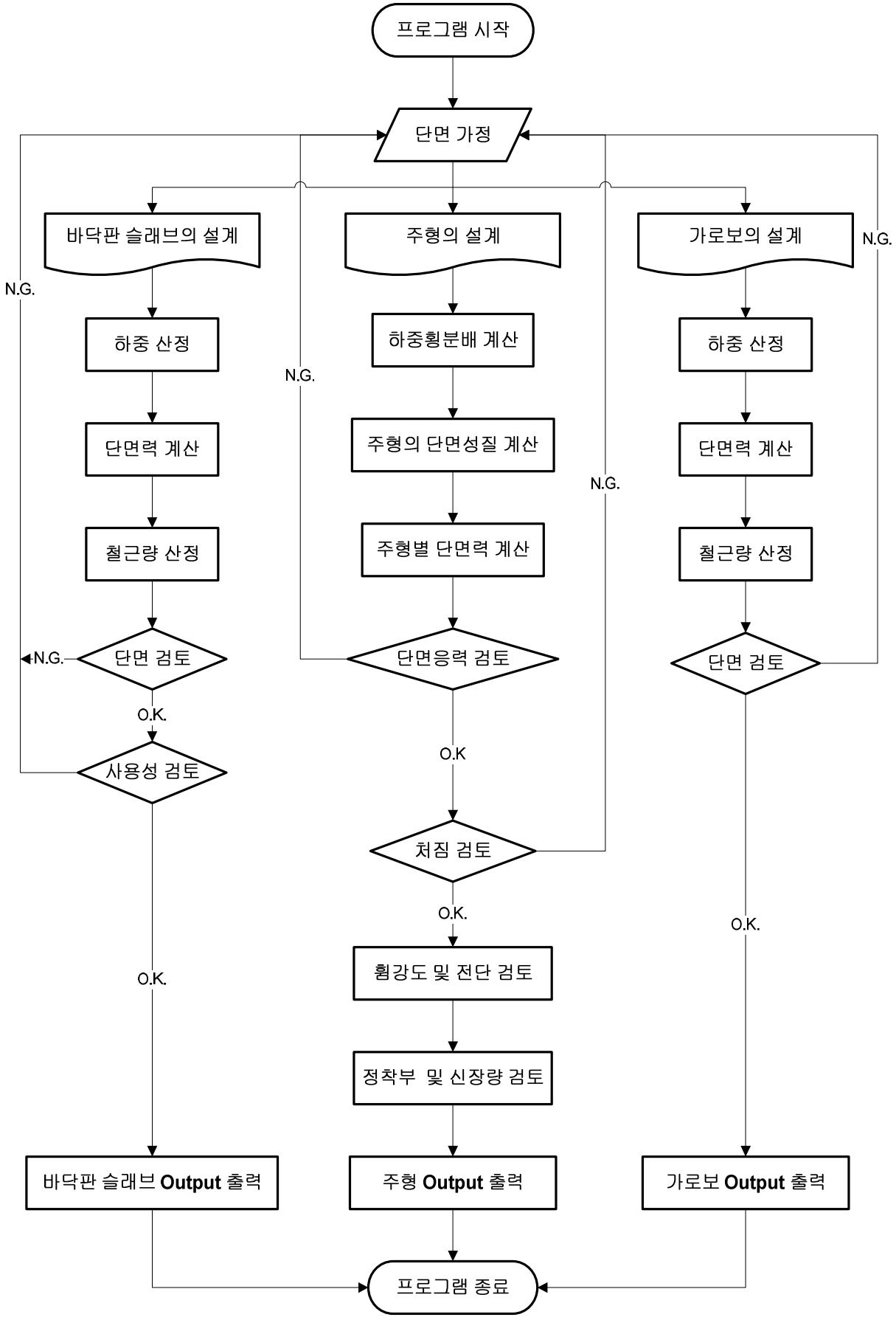
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 2008.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2012.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 2011.
- 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 : 호죽2교(옥산방향)
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급 적용

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 50.330 m

(2) 거 더 전 장 : 49.900 m

(3) 설 계 지 간 : 49.000 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+Δf)^1/3 = 26702 MPa　(※Δf= 4)

(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+Δf)^1/3 = 30008 MPa　(※Δf= 4)

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × (fck+Δf)^1/3 = 28066 MPa　(※Δf= 4)

(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 / 30008 = 6.665

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30008 = 6.665

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 26702 / 30008 0.890

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) L.M.C 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급 적용

(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

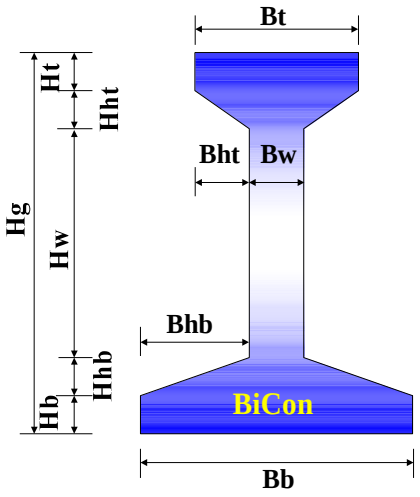
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

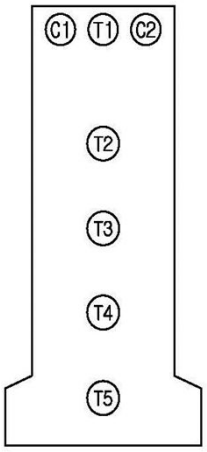
Hg	2400 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1550 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

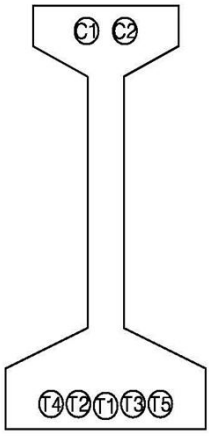
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	17EA	17EA	17EA	17EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	105mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	3400kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2275mm	2275mm	2275mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2275mm	2275mm	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.

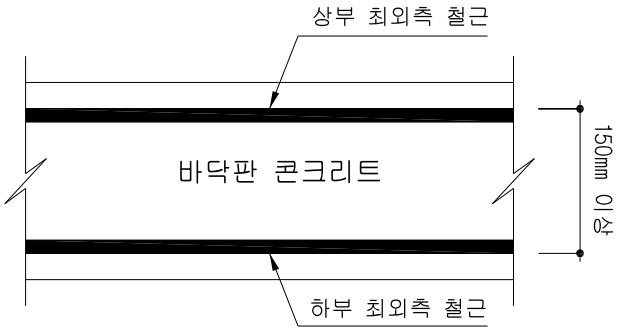
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.700 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 흠집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm이상인 경우 적용한다.

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

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

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

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 없을 경우

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

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

※ 경험적 설계법 적용구간

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

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

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

4.1.3 사용철근량

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

(2) 주철근

상부 철근량

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

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

∑ = 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

∑ = 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

∑ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

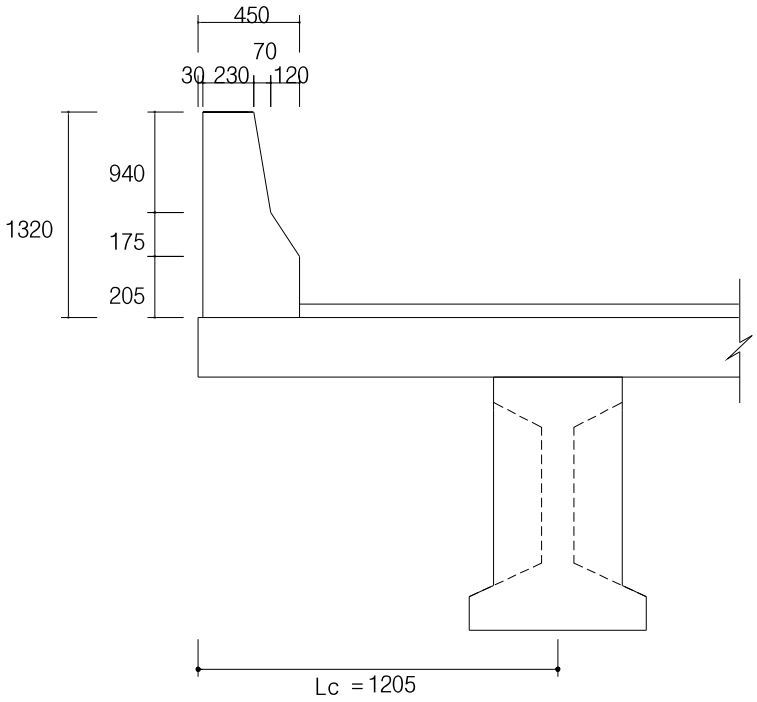
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

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

∑ = 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.4-153)

L = 0.055 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 195.40 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 195.400 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	0.398	25.000	9.950	0.617	6.139
바닥판	0.193	25.000	4.825	0.403	1.942
포 장	0.018	23.000	0.408	0.178	0.072
난 간			1.000	0.617	0.617
합 계			16.183		8.770

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

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.184 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 / 1.184)· 0.055 ·(1 + 0.300) = 5.797 kN·m

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

1) 궤도하중 : w = 544.2 kN 궤도접지길이 : L = 4.5 m

Pr = (w / 2) / L (544.2 / 2) / 4.5 = 60.47 kN/m

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.184 m 여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수 : i = 0.15

4) 충격을 포함한 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (60.470 / 1.184)· 0.055 ·(1 + 0.150) = 3.230 kN·m

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

1) 차륜하중 :Pr = 82 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.184 m 여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수 : i = 0.15

4) 충격을 포함한 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (82.0 / 1.184)· 0.055 ·(1 + 0.150) = 4.380 kN·m

(5) 활하중에 의한 휨모멘트

1) ML_{DB} = 5.797 kN·m (DB하중에 의한 휨모멘트)

2) ML_{TK} = 3.230 kN·m (탱크궤도하중에 의한 휨모멘트)

3) ML_{TL} = 4.380 kN·m (탱크차륜하중에 의한 휨모멘트)

4) ML = max(ML_{DB}, ML_{TK}, ML_{TL})

= max(5.797 , 3.230 , 4.380)

= 5.797 kN·m

(6) 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 = 1.320 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.320 = 13.200 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN·m

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

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	6.750
활하중 비재하시	0.0030	660	2.614

(8) 원심하중에 의한 휨모멘트

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

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(9) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.770	
2	활하중	Ml	5.797	
3	풍하중	Mw	6.750	활하중 재하시
			2.614	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(10) 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	23.865	14.567	
Case 2	14.799	11.384	
Case 3	23.325	21.317	
Case 4	18.937	14.567	
Case 5	22.428	21.317	
Case 6	49.270	37.900	
Case 7	41.660	34.717	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	49.270	
사 용 하 중	37.900	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 49270386.5 (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 = 993.000 × 400.000 = 397200.000

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

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0337

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

(2) 필요 철근량

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

Mu = Φ·As·fy·(d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 49270386.5 = 0 에서

As(req) = 839.165 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0047

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 839.165

② As(min) = 630.000 ∴ As = 839.165 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1118.887

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

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

(4) 설계휨강도

ϕ_f·Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 57.850 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 17.307 mm

∴ ϕ_f·Mn = 57.850 kN·m > Mu = 49.270 kN·m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.85)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.805 × 1000 / 10 = 80.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (80.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.84)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

Mmax = Mnet = 37.900 kN·m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b·d = 0.00552

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

j = 1 - (k / 3) = 0.915

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 231.599 MPa

Fsmax (=231.599 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.134)

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 / 231.6) - 3 × 52.00 = 210.027 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 231.6) = 272.022 mm

Sa는 작은 값인 210.027 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 210.027 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.92)

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

Ml = 5.797 kN·m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 35.426 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, P.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2012, p.119)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 562.241 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) = 562.241 mm^2

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

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.770	
2	활하중	Ml	5.797	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.750	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			36.329	
Case 2	1.3		1.3		41.734	
Case 3	1.3	2.6		0.65	30.861	
Case 4	1.3	2.6	1.3		56.807	
Case 5	1.2		1.2	1.2	46.624	
적 용					**56.807**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 56806873.0 (N·mm)

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

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

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

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

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

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

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

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 56806873.0 = 0 에서

As(req) = 974.162 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0054

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 974.162

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1298.883

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1678.330

∴ As = 1678.33 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

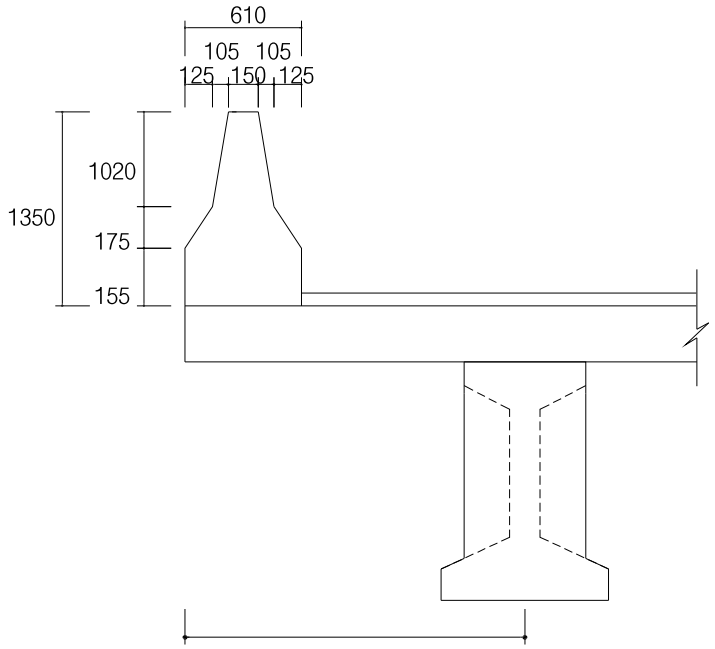
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

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

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 56.807 kN · m ---------- O.K

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



Lc = 1250

4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2005, p.350)

L = 0.000 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2005, p.353)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 180.00 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.00 mm > Tmin = 180.00 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	0.483	25.000	12.082	0.545	6.585
바닥판	0.204	25.000	5.100	0.425	2.168
포 장	0.012	23.000	0.276	0.120	0.033
합 계			17.458		8.786

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2005, p.111) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.140 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 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 / 1.140)· 0.000 ·(1 + 0.300) = 0.000 kN·m

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

1) 궤도하중 : w = 544.2 kN 궤도접지길이 : L = 4.5 m

Pr = (w / 2) / L (544.2 / 2) / 4.5 = 60.47 kN/m

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.140 m 여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수 : i = 0.15

4) 충격을 포함한 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (60.470 / 1.140)· 0.000 ·(1 + 0.150) = 0.000 kN·m

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

1) 차륜하중 :Pr = 82 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.140 m 여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수 : i = 0.15

4) 충격을 포함한 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (82.0 / 1.140)· 0.000 ·(1 + 0.150) = 0.000 kN·m

(5) 활하중에 의한 휨모멘트

1) ML_{DB} = 0.000 kN·m (DB하중에 의한 휨모멘트)

2) ML_{TK} = 0.000 kN·m (탱크궤도하중에 의한 휨모멘트)

3) ML_{TL} = 0.000 kN·m (탱크차륜하중에 의한 휨모멘트)

4) ML = max(ML_{DB}, ML_{TK}, ML_{TL})

= max(0.000 , 0.000 , 0.000)

= 0.000 kN·m

(6) 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 = 1.350 m

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.350 = 13.500 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN·m

(7) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2005, p.19)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	6.750
활하중 비재하시	0.0030	675.0	2.734

(8) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.786	
2	활하중	Ml	0.000	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.750	활하중 재하시
			2.734	활하중 비재하시

(9) 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	11.422	8.786	
Case 2	41.755	32.119	
Case 3	20.197	15.536	
Case 4	41.755	32.119	
Case 5	41.823	34.853	

④ 적용하중

구 분	M (kN·m)	비 고
계 수 하 중	41.823	
사 용 하 중	34.853	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 41823300.0 (N·mm)

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

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

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

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

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

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0337

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

(2) 필요 철근량

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

Mu = Φ·As·fy·(d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 41823300.0 = 0 에서

As(req) = 707.631 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0039

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 707.631

② As(min) = 630.000 ∴ As = 707.631 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 943.508

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

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

(4) 설계휨강도

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

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 17.307 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 57.850 kN·m > Mu = 41.823 kN·m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.85)

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, 2012, p.84)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2005, p.298)

Mmax = Mnet = 34.853 kN·m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b·d = 0.00552

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

j = 1 - (k / 3) = 0.915

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 212.977 MPa

Fsmax (=212.977 MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.134)

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 / 212.98) - 3 × 52.00 = 239.758 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 212.98) = 295.807 mm

Sa는 작은 값인 239.758 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 239.758 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.92)

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

Ml = 0.000 kN·m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 0.00 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2005, p.359 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2012, p.119)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 474.113 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) = 474.113 mm^2

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

4.3.7 중분대 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.786	
2	활하중	Ml	0.000	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.750	
			2.734	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			11.422	
Case 2	1.30		1.30		41.755	
Case 3	1.30	2.60		0.65	15.809	
Case 4	1.30	2.60	1.30		41.755	
Case 5	1.20		1.20	1.20	41.823	
적 용					**41.823**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 41823300.0 (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)

$-2.963\ As^2 + 61200\ As - 41823300.000 = 0$ 에서

As(req) = 707.631 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0039

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 707.631

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 943.508

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1415.262

∴ As = 1415.262 mm^2 이상 사용

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

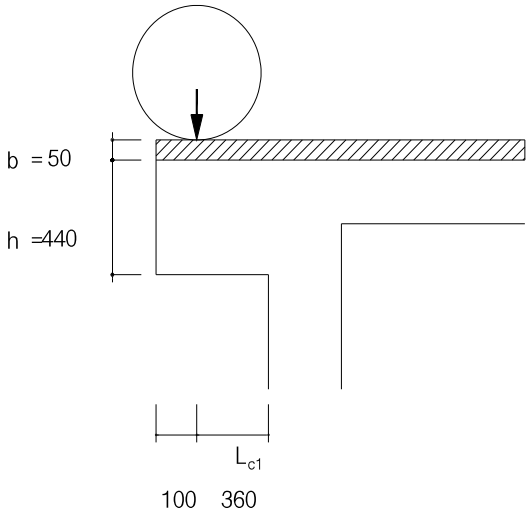
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 28.349 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 91.703 kN·m > Mu = 41.823 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 + 0.360 = 0.460 m

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

MD = Wd × L_C^2 / 2 = 1.296 kN·m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{C1}) = 0.372 > 0.300 ∴ i = 0.300

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.360 + 0.98 = 1.106 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 40.622 kN·m

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

i = 0.150

Pr = 60.35 kN

E = 0.35 × 0.360 + 0.98 = 1.106 m

WL(1+i) = 69.403 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 22.590 kN·m

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

i = 0.150

Pr = 82 kN

E = 0.35 × 0.360 + 0.98 = 1.106 m

WL(1+i) = 94.300 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 30.694 kN·m

(5) 하중조합

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

Mu_{DB} = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 89.022 kN·m (DB하중 작용시)

Mu_{TK} = 1.3 MD + 1.3 ML(1+i) = 31.052 kN·m (탱크궤도하중 작용시)

Mu_{TL} = 1.3 MD + 1.3 ML(1+i) = 41.588 kN·m (탱크차륜하중 작용시)

∴ max(Mu_{DB}, Mu_{TK}, Mu_{TL}) = 89.022 kN·m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 89022297.2 (N·mm)

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

: d = 380.00 (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 = 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 × (380.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0561

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 + 129200 As − 89022297.2 = 0 에서

As(req) = 700.273 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0018

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 700.273

② As(min) = 1330.000 ∴ As = 933.697 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 933.697

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

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

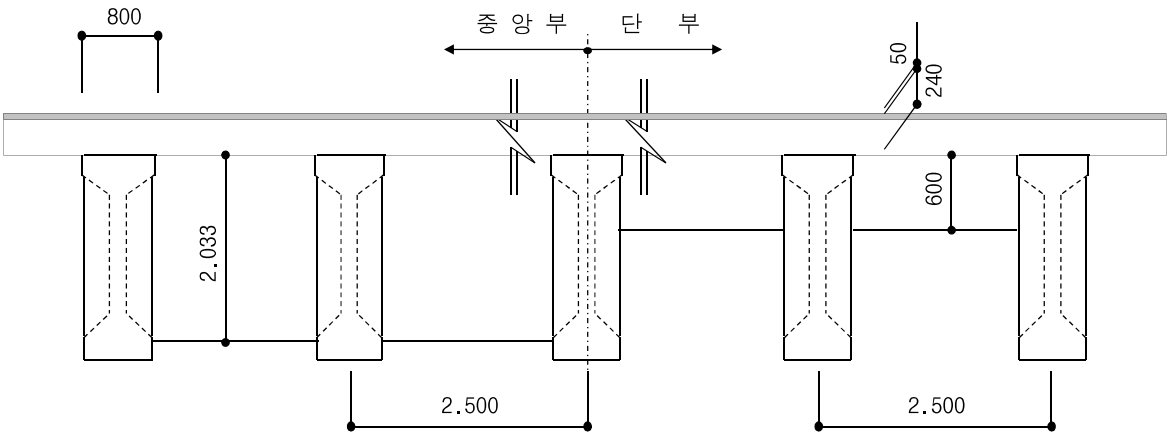
(4) 설계휨강도

ϕf · Mn = 0.85×As×fy×(d − a/2) = 163.098 kN · m

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

∴ ϕf · Mn = 163.098 kN · m > Mu = 89.022 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

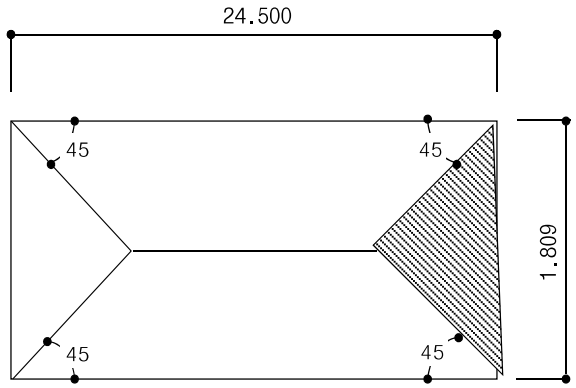
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.500 m

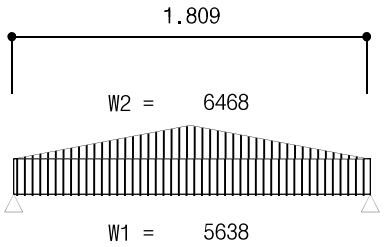
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.500 − 0.800 = 1.700 m

교량사각 : 70.0 ° 가로보 사지간 1.700 ÷ SIN (70.0) = 1.809 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (70.0) = 0.376 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (70.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 5638 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.905 × 2500 + 0.050 × 0.905 × 2300) × 10 = 6468 N/m

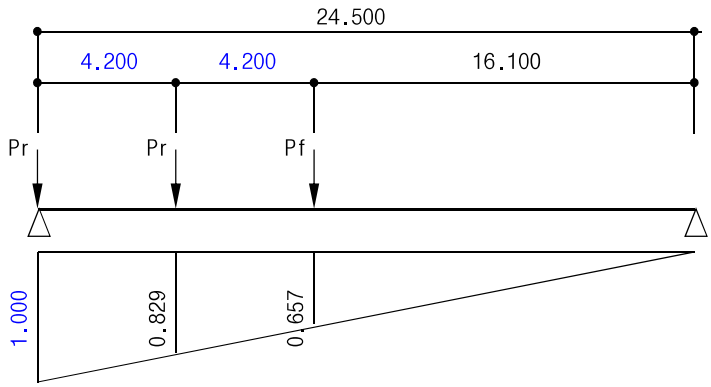
작용 단면력

Rad = 5638 × 1.809 × 1/2 + (1.809 × 6468 × 1/2) × 1/2 = 8025 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5638 \times 1.809^2}{8} + \frac{6468 \times 1.809^2}{12} = 4071 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



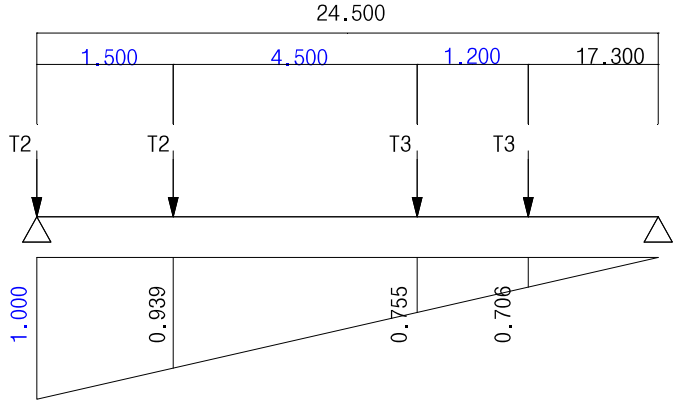
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

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

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

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

T2 = 81.6 kN

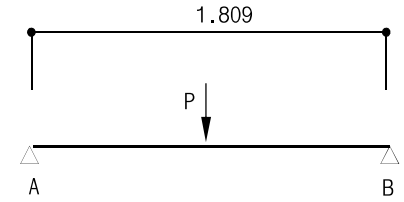
T3 = 60.4 kN

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

$$Ptr(L+i) = \{ 81.6 \times (1.000 + 0.939) + 60.4 \times (0.755 + 0.706)\} \times 1.233$$

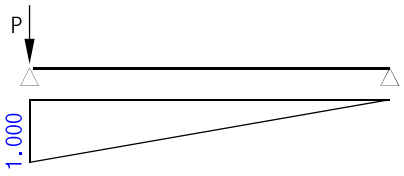
$$= 303.779 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{303.779 \times 1.809}{4}$$

$$= 137.392 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 303.779 \times 1.000 = 303.779 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

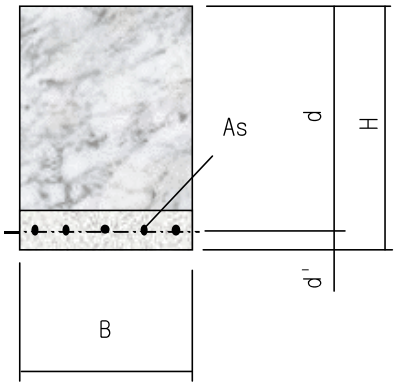
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN·m	4.071	137.392
Vu	kN	8.025	303.779

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 4.071 + 2.150 \times 137.392 = 300.685 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 8.025 + 2.150 \times 303.779 = 663.557 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 300.685 kN·m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 120.0 mm　　d = 720.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 2533.5 × 300 = 760050

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 82.794 mm , c = 82.794 / β1

= 82.794 / 0.85 = 70.375 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (720 - 70.375) / 70.375

= 0.0277

$\varepsilon t \geq 0.005$ 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 + 183600 As

= 300685000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.133)

필요철근량 Asreq = 1,703.6 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 1,247.1 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,344.0 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 2,271.4 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ **O.K.**

D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 2533.5 ㎟

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00880 < $Pmax = 0.75\ Pb$ = 0.03251 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.129)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 360.00 mm > $c = a/0.85$ = 97.40 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 306.00 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b)$ = 82.79 mm

$jd = d - a/2$ = 678.60 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b$ = 760.050 kN , $T = fy\ As$ = 760.050 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 438.406 kN·m > Mu = 300.685 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.193)

ln / d = 1.809 ÷ 0.720 = 2.513 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 720 \times 10^{-3}$

= 798.129 kN > Su = 663.557 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 720 \times 10^{-3}$

= 199.532 kN < Su = 663.557 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 144 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 = 144 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, 2012, p.173)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.513}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.513}{12} \right) \right]$$

$$\times 300 \times 720.0$$

$$= 686.362 \text{ kN}$$

- 공칭전단강도

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

= 199.532 + 686.362 = 885.894 kN > 798.129 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 798.129 > Vu = 663.557 kN **O.K.**

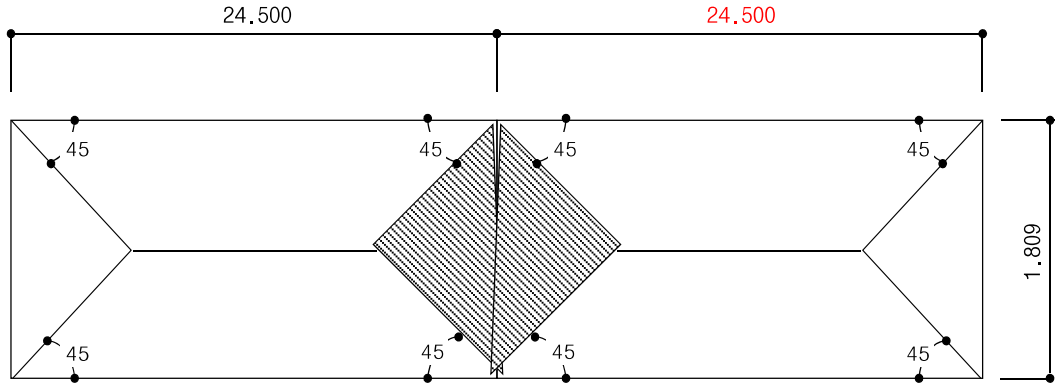
4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.033	m	주 빔 간 격 :	2.500	m			
빔 폭 :	0.300	m	가로보 순지간 :	2.500	−	0.800	=	1.700 m
교량사각 :	70.0	°	가로보 사지간 :	1.700	÷ SIN (	70.0)	=	1.809 m

2)작용하중

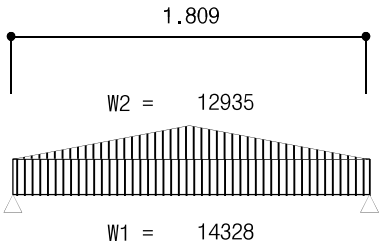
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (70.0) = 0.282 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (70.0) × 2.033 × 2500 × 10 = 14328 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.809 × 2500 + 0.050 × 1.809 × 2300) × 10 = 12935 N/m



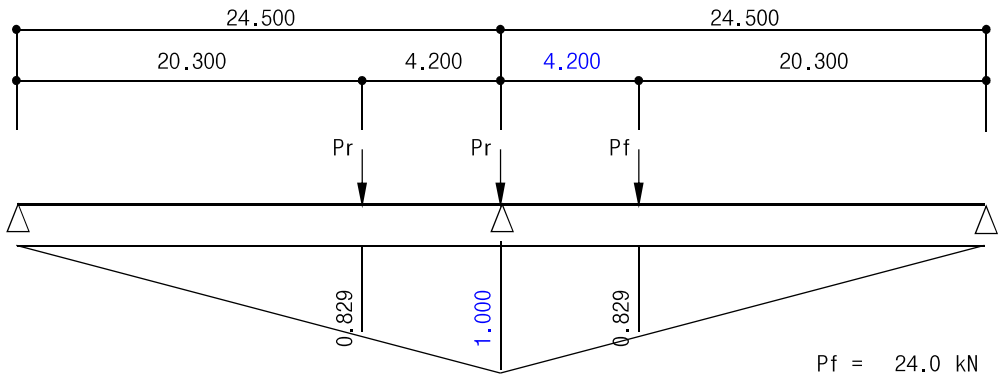
작용 단면력

Rad = 14328 × 1.809 × 1/2 + (1.809 × 12935 × 1/2) × 1/2 = 18811 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{14328 \times 1.809^2}{8} + \frac{12935 \times 1.809^2}{12} = 9390 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



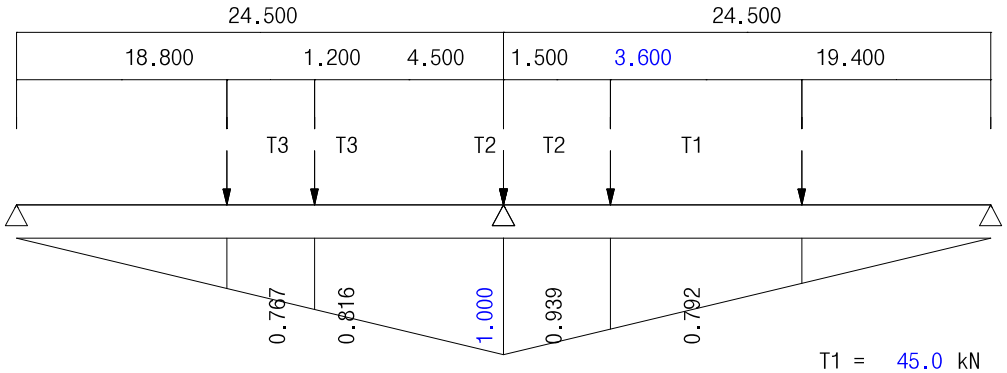
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

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

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

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

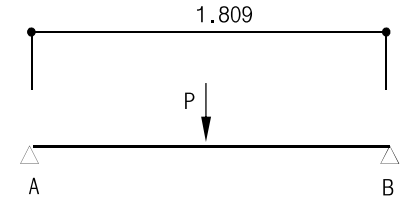
T2 = 81.6 kN

T3 = 60.4 kN

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

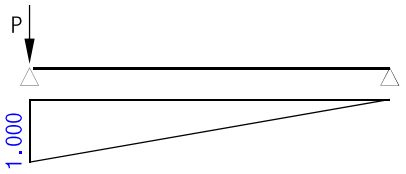
$$Ptr\,(L+i) = \{\ 60.4 \times (\ 0.767 + 0.816\ ) + 81.6 \times (\ 1.000 \times 0.939\ )$$
$$+ 45.0 \times 0.792\ )\} \times 1.233$$
$$= 356.814\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{356.814 \times 1.809}{4}$$

$$= 161.378 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 356.814 \times 1.000 = 356.814 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

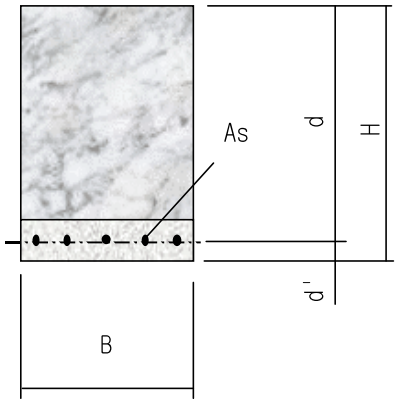
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	9.390	161.378
Vu	kN	18.811	356.814

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 9.390 + 2.150 \times 161.378 = 359.170 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 18.811 + 2.150 \times 356.814 = 791.604 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 359.170 kN·m

b = 300.0 mm h = 2273.0 mm

d' = 170.0 mm d = 2103.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 2026.8 × 300 = 608040

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

T = C 이므로, a = 88.314 mm , c = 88.314 / β1

= 88.314 / 0.85 = 75.067 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (2103 - 75.067) / 75.067

= 0.0810

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 + 536265 As

= 359170000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.133)

필요철근량 Asreq = 674.5 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,731.9 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,944.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 899.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟ **O.K.**

D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 2026.8 ㎟

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00321 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.129)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1051.50 mm > c = a/0.85 = 103.90 mm

Max. a = 0.85 ×c = 893.78 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 88.31 mm

jd = d - a/2 = 2058.84 mm

C = 0.85 fck a b = 608.040 kN , T = fy As = 608.040 kN

ΦMn = Φfy As jd = 1064.080 kN·m > Mu = 359.170 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.193)

ln / d = 1.809 ÷ 2.103 = 0.860 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2103 \times 10^{-3}$

= 1748.401 kN > Su = 791.604 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2103 \times 10^{-3}$

= 437.100 kN < Su = 791.604 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 420.6 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 = 421 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, 2012, p.173)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \times 300 \times 2103.0$$

= 1002.374 kN

- 공칭전단강도

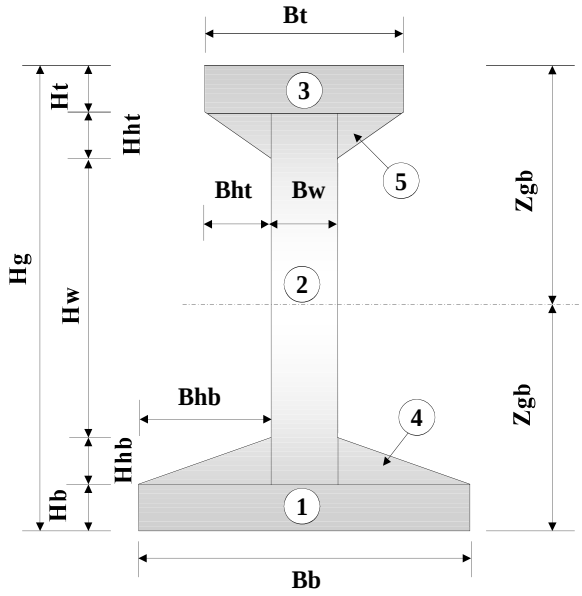
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 437.100 + 1002.374 = 1439.474 kN < 1748.401 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1439.474 > Vu = 791.604 kN **O.K.**

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

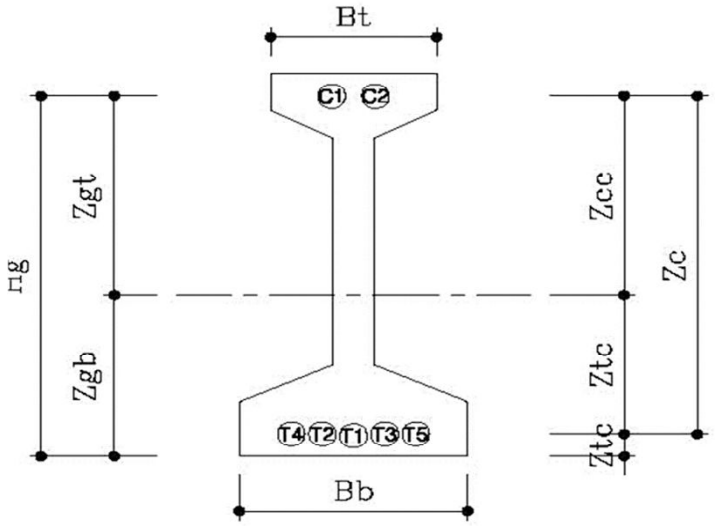


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z^2	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.900	0.38000	1.250	0.47500	0.59375	0.114317
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.300	0.36800	0.84640	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	2.150	0.09675	0.20801	0.000056
∑ 합 계	-	1.00500	1.017	1.02225	1.66769	0.117581

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.017164 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.382836 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zgb^2 0.745473 m^4

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	55	0.00238	2.275	0.00541	0.01230	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.275	0.00541	0.01230	4.492E-07
∑	-	0.00475	2.275	0.01081	0.02459	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
T1	70	0.00385	0.115	0.00044	0.00005	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	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
∑	-	0.03848	0.124	0.00477	0.00059	2.504E-05

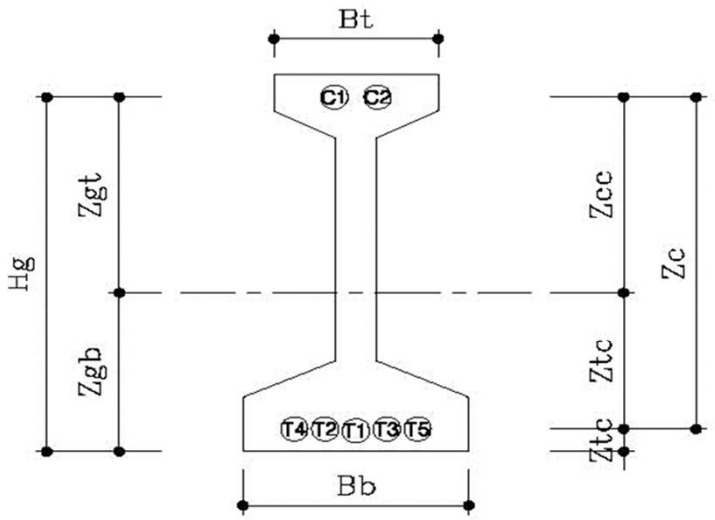
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 : 0.000025 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z^2	Io
총 단 면	1.00500	1.017	1.02225	1.03980	0.745473
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.275	-0.01081	-0.02459	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.03848	0.124	-0.00477	-0.00059	-0.000025
∑	0.96176	1.047	1.00667	1.01461	0.745446

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.046689 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.353311 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.228311 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.922689 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.706389 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	40	0.00126	2.275	0.00286	0.00651	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.275	0.00286	0.00651	1.257E-07
∑	-	0.00251	2.275	0.00572	0.01301	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 = 2.513E-07 m^4

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z^2	Io
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	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	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
∑	-	0.01040	0.1241	0.00129	0.00016	1.845E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 1.9327E-06 m^4

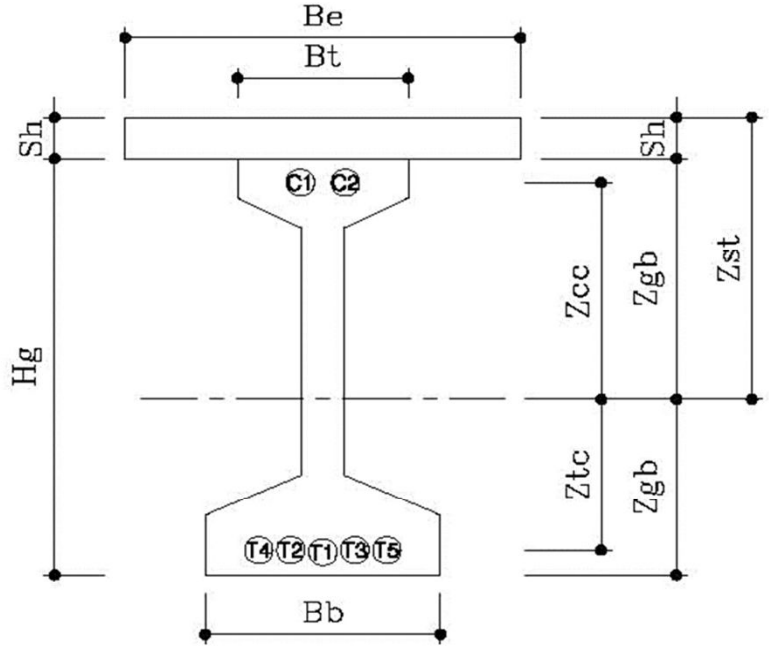
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
순 단 면	1.000	0.96176	1.047	1.00667	1.05367	0.706389
PS 강봉	6.665	0.01676	2.275	0.03812	0.08672	1.675E-06
PS 강연선	6.665	0.06933	0.124	0.00860	0.00107	1.288E-05
∑	-	1.04785	1.005	1.05339	1.14146	0.706404

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.005284 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.394716 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.269716 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.881217 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.788906 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 = 1.305 m

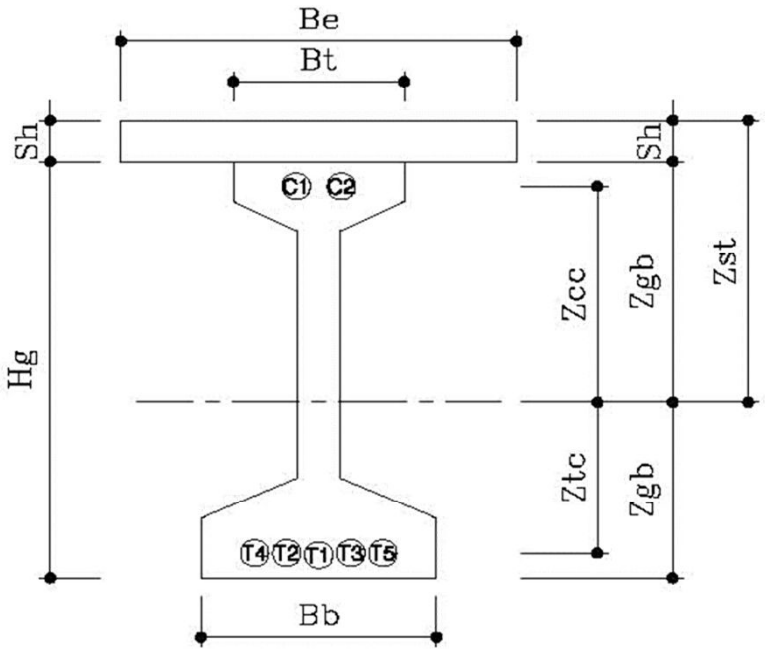
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.388	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.745	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.455	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.455	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.52439	2.520	1.32146	3.33007	0.002517
∑	-	1.57224	1.510	2.37485	4.38903	0.791423

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.510486 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.889514 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.764514 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.386419 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.129514 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 = 1.593279 m^4

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

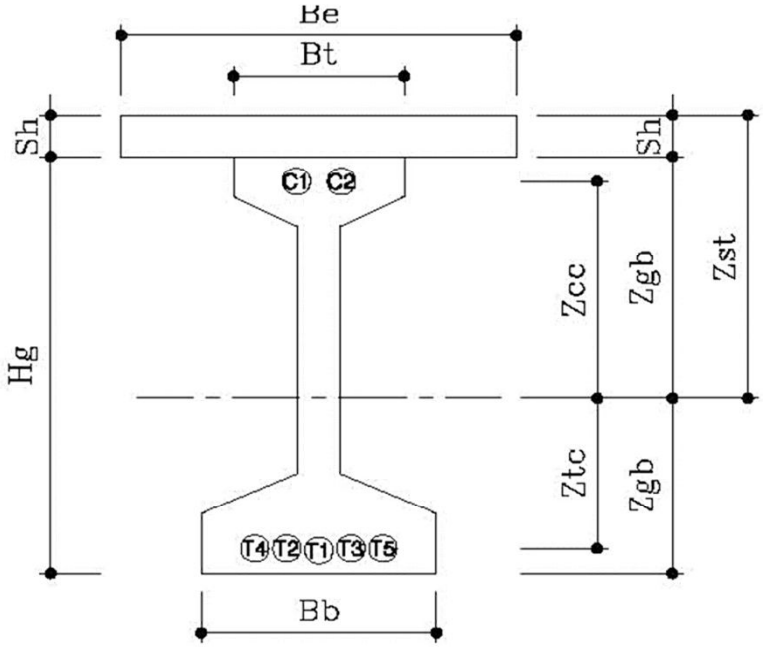
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
16 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	4.040	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.500	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.500	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.53400	2.520	1.34568	3.39111	0.002563
∑	-	1.58185	1.517	2.39907	4.45007	0.791469

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.516620 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.883380 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.758380 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.392554 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.123380 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb' 1.603061 m^4

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.350 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.433	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.790	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.500	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.500	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.53400	2.520	1.34568	3.39111	0.002563
∑	-	1.58185	1.517	2.39907	4.45007	0.791469

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.516620 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.883380 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.758380 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.392554 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.123380 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + $\sum(A \times y^2)$ - $\sum A \times zgb^2$ 1.603061 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	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.57224	1.593279	1.130	0.890	-1.510	0.765	-1.386

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.58185	1.603061	1.123	0.883	-1.517	0.758	-1.393

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.58185	1.603061	1.123	0.883	-1.517	0.758	-1.393

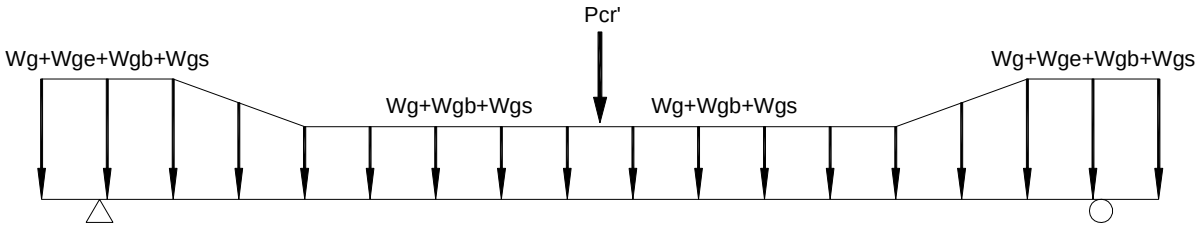
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.962	×	25000			=	24044	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	1.015	×	25000			=	25375	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	1.015	×	1	×	25000 × 1 EA	=	15225	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	×	17 EA	=	749	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.455 × 25000 = 14730 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.500 × 25000 = 15000 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.500 × 25000 = 15000 N/m

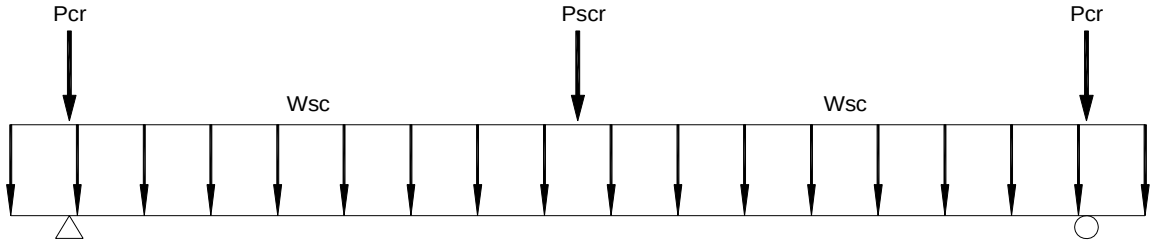
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.033 × 1.25 × 25000 = 19063 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 2.033 × 2.50 × 25000 = 38125 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 2.033 × 1.25 × 25000 = 19063 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.398 × 25000 = 9955 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

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

(3) 중앙부 하중

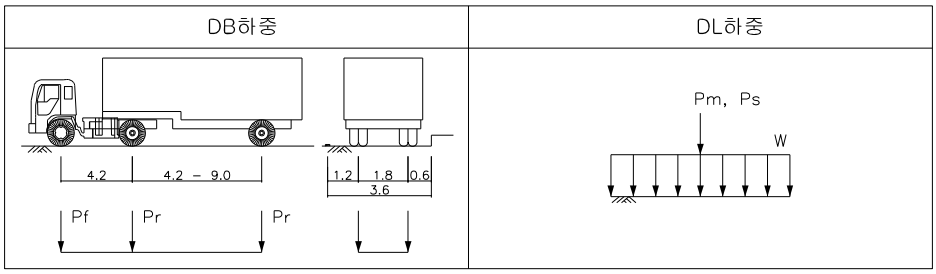
- 포장하중 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3.6 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

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

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.622340	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30891	27804
전단 탄성계수(G)	13235	11913
비틀림 상수 (J)	0.025518	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 = 6.225m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 20046.320

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 32.030

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.635$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 135.095

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 46.590

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.113$

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]

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

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

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

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

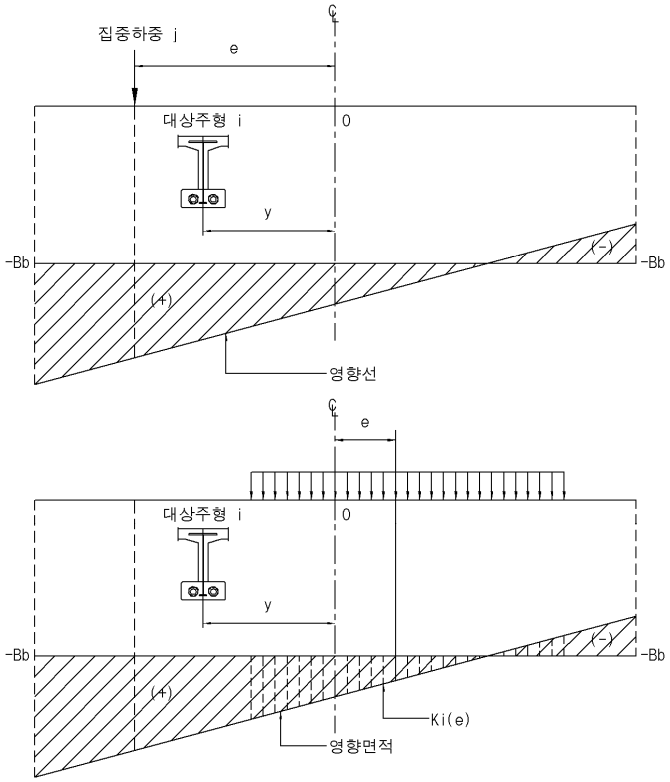
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 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 5.025	G2 2.525	G3 0.025	G4 -2.475	G5 -4.975	합계 (∑)
-1.00×Bb	-6.225	-0.081	-0.028	0.081	0.314	0.714	1.000
-0.75×Bb	-4.669	-0.043	0.030	0.144	0.324	0.545	1.000
-0.50×Bb	-3.112	-0.002	0.091	0.206	0.325	0.379	1.000
-0.25×Bb	-1.556	0.052	0.158	0.259	0.293	0.238	1.000
0.00×Bb	0.000	0.128	0.227	0.285	0.229	0.131	1.000
0.25×Bb	1.556	0.236	0.291	0.260	0.159	0.054	1.000
0.50×Bb	3.112	0.376	0.324	0.206	0.093	0.000	1.000
0.75×Bb	4.669	0.542	0.323	0.145	0.032	-0.041	1.000
1.00×Bb	6.225	0.708	0.314	0.083	-0.026	-0.078	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.025	G2 2.525	G3 0.025	G4 -2.475	G5 -4.975	합계 (∑)
방호벽(좌)	6.037	0.688	0.315	0.090	-0.019	-0.074	1.000
중분대(우)	-5.920	-0.073	-0.017	0.094	0.316	0.681	1.000
포장하중	0.080	2.212	2.351	2.391	2.313	2.123	11.390

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.025	G2 2.525	G3 0.025	G4 -2.475	G5 -4.975	합계 (∑)
DB1	4.275	0.999	0.646	0.321	0.095	-0.061	2.000
DB2	0.675	0.353	0.509	0.543	0.397	0.197	2.000
DB3	-2.925	0.012	0.200	0.423	0.634	0.731	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.025	G2 2.525	G3 0.025	G4 -2.475	G5 -4.975	합계 (∑)
DL1	4.275	0.499	0.325	0.161	0.047	-0.032	1.000
DL2	0.675	0.171	0.257	0.279	0.199	0.094	1.000
DL3	-2.925	0.004	0.099	0.213	0.324	0.360	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	0.999	0.646	0.321	0.095	-0.061	2.000
DB2	0.353	0.509	0.543	0.397	0.197	2.000
DB3	0.012	0.200	0.423	0.634	0.731	2.000
DB12	1.352	1.155	0.864	0.492	0.136	4.000
DB13	1.012	0.846	0.744	0.729	0.670	4.000
DB23	0.365	0.709	0.966	1.032	0.928	4.000
DB123	1.228	1.219	1.158	1.014	0.780	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.499	0.325	0.161	0.047	-0.032	1.000
DL2	0.171	0.257	0.279	0.199	0.094	1.000
DL3	0.004	0.099	0.213	0.324	0.360	1.000
DL12	0.670	0.582	0.440	0.246	0.063	2.000
DL13	0.503	0.424	0.373	0.370	0.329	2.000
DL23	0.175	0.356	0.492	0.522	0.455	2.000
DL123	0.606	0.613	0.588	0.512	0.381	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	7882.0	7882.0	7882.0	순 단 면	
합성전 고정하중	4643.9	4967.4	4733.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1924.5	2072.1	1993.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3899.3	3312.4	3123.4		
DL 활하중	4211.8	3533.2	3394.1		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4211.8	3533.2	3394.1		
합 계	18662.2	18454.7	18003.3		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	692.8	692.8	692.8	순 단 면	
합성전 고정하중	369.7	386.6	377.0	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	183.5	154.7	189.5	바닥판 합성단면	
DB 활하중	382.7	373.8	282.7		
DL 활하중	396.0	367.3	295.9		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	396.0	373.8	295.9		
합 계	1642.0	1607.9	1555.3		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
자 중		715.642	715.642	715.642	715.642	715.642	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		395.359	431.438	431.438	431.438	402.844	
합성후		190.501	155.214	146.395	160.794	192.124	
ADD		1301.502	1302.294	1293.475	1307.874	1310.610	
좌측편재하	DB1	275.958	196.796	113.761	41.459	11.540	
	DB2	120.343	152.220	158.866	121.668	76.321	
	DB3	22.347	71.948	134.027	191.159	209.297	
	DB12	394.675	348.669	271.270	160.353	73.601	
	DB13	296.703	268.402	246.436	229.868	206.582	
	DB23	142.693	224.171	292.916	312.829	285.620	
	DB123	375.319	378.555	364.786	316.370	254.611	
	DL1	293.283	191.239	114.234	44.131	14.689	
	DL2	130.846	147.647	152.547	118.857	83.594	
	DL3	26.584	73.028	130.648	188.213	220.161	
	DL12	421.963	338.419	264.996	159.290	83.409	
	DL13	317.749	263.810	243.102	228.647	219.976	
	DL23	157.430	220.673	283.190	307.058	303.708	
	DL123	403.683	370.304	356.077	312.761	273.215	
우측편재하	DB1	12.760	48.794	116.342	201.270	265.727	
	DB2	81.792	126.145	159.534	149.470	113.496	
	DB3	218.639	189.003	131.575	64.977	19.237	
	DB12	81.292	172.728	274.631	350.613	377.927	
	DB13	218.139	235.587	246.671	266.120	283.669	
	DB23	300.436	315.172	291.114	214.471	132.737	
	DB123	269.935	325.551	365.572	374.041	357.460	
	DL1	16.086	52.542	116.636	198.892	278.168	
	DL2	90.195	123.176	153.279	145.628	122.164	
	DL3	233.242	183.639	128.333	65.214	23.270	
	DL12	92.134	172.787	268.193	344.331	398.555	
	DL13	235.195	233.290	243.254	263.920	299.661	
	DL23	323.396	306.837	281.568	210.828	145.381	
	DL123	292.826	320.785	356.873	368.589	379.651	
ENV		421.963	378.555	365.572	374.041	398.555	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1723.465	1680.849	1659.047	1681.915	1709.165	

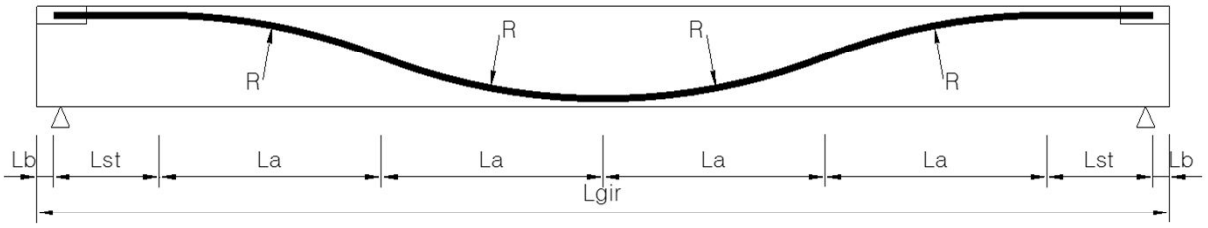
8.3.2 S1 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
자 중		715.642	715.642	715.642	715.642	715.642	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		395.359	431.438	431.438	431.438	402.844	
합성후		185.676	158.044	146.374	157.625	197.309	
ADD		1296.677	1305.124	1293.454	1304.705	1315.795	
좌측편재하	DB1	271.679	201.971	114.278	46.489	12.061	
	DB2	117.770	152.183	158.962	123.348	78.252	
	DB3	21.426	67.820	133.636	187.905	212.883	
	DB12	388.032	354.017	271.892	167.431	75.938	
	DB13	291.711	269.660	246.570	232.010	210.575	
	DB23	139.198	220.007	292.621	311.256	291.137	
	DB123	368.511	379.653	364.993	319.810	259.943	
	DL1	284.089	199.887	115.001	50.484	15.175	
	DL2	126.489	148.396	152.723	120.536	86.517	
	DL3	25.602	67.887	130.003	182.504	227.367	
	DL12	408.690	348.094	265.917	167.883	86.427	
	DL13	307.850	267.596	243.203	229.853	227.277	
	DL23	152.091	216.282	282.720	303.030	313.835	
	DL123	390.854	374.384	356.325	315.356	282.416	
우측편재하	DB1	12.201	43.858	115.836	196.291	269.943	
	DB2	79.796	124.623	159.456	149.683	116.002	
	DB3	214.997	192.467	131.981	69.237	20.105	
	DB12	78.842	165.932	274.039	345.653	384.455	
	DB13	214.043	233.776	246.564	265.207	288.558	
	DB23	294.797	317.114	291.443	218.945	136.112	
	DB123	264.452	322.551	365.406	373.410	364.117	
	DL1	15.555	46.320	115.874	190.558	287.165	
	DL2	87.140	121.730	153.134	145.148	126.364	
	DL3	225.857	189.678	128.990	70.541	24.163	
	DL12	88.911	164.598	267.305	335.258	411.492	
	DL13	227.640	232.585	243.168	260.655	309.291	
	DL23	312.956	311.428	282.081	215.675	150.474	
	DL123	283.278	318.848	356.665	365.217	392.098	
ENV		408.690	379.653	365.406	373.410	411.492	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1705.367	1684.777	1658.860	1678.115	1727.287	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 63.105 m , Lb = 0.48 m , Lst = 1.225 m , La = 11.625 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.371 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.225 + 0.371 × 63.105 = 24.609 m

▷ 마찰손실량 산정

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

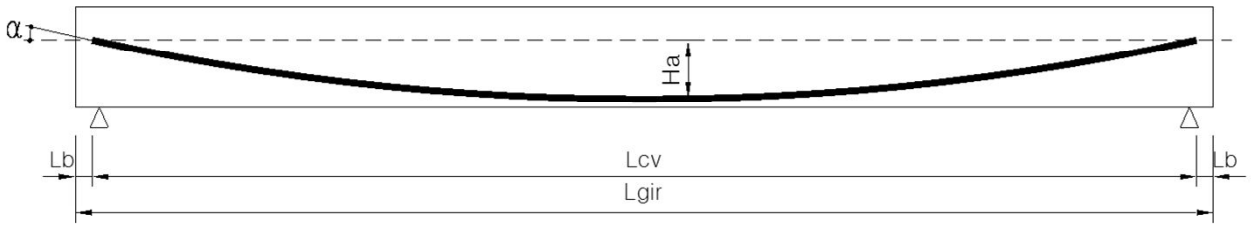
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 232808 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.475 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 213388 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 48.950 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

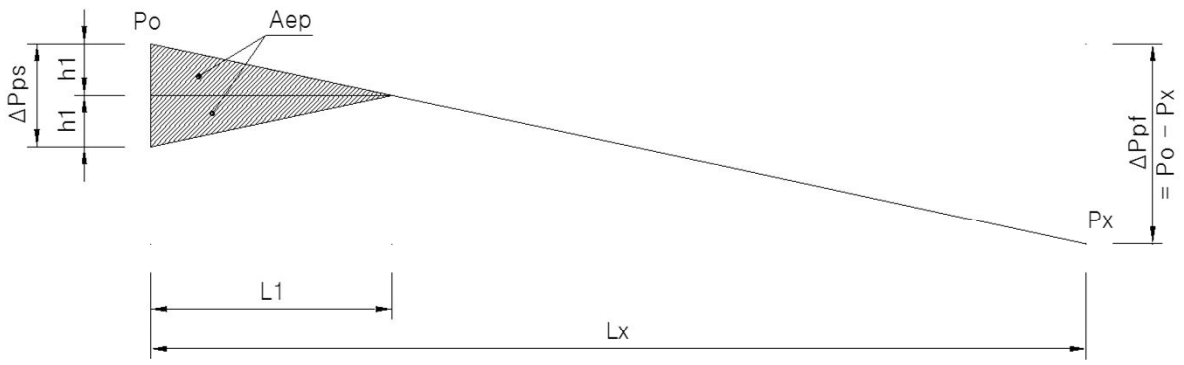
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	0.002713	0.13202	49.093	24.547	0.250	0.005	490336
T3	1.125	0.001878	0.09167	49.019	24.509	0.250	0.005	460293
T4	0.625	0.001043	0.05103	48.971	24.486	0.250	0.005	429916
T5	0.125	0.000209	0.01021	48.951	24.475	0.250	0.005	399302

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	24.475	4359	1508400	18.602	162180	0
C2	24.475	4359	1508400	18.602	162180	0
T1	24.609	9460	1165080	11.097	209973	0
T2	24.547	19976	2829480	11.902	475481	0
T3	24.509	18780	2829480	12.274	461035	0
T4	24.486	17558	2829480	12.695	445779	0
T5	24.475	16314	2829480	13.169	429704	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T5, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $f_{cir} = \varepsilon_c \cdot E_{ci}$, $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_p$

▶ $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt} = (E_{pt}/E_{ci}) \cdot f_{cir} = n \cdot f_{cir}$

$f_{cir} = \Sigma f_{psi} + f_{sw} / N$

$(E_{pt} / E_{ci}) = n$

$f_{sw} = M_{sw} \cdot e / I_{net}$

Σf_{psi} =
- ①강선 경우 : $f_{ps2} + f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
- ②강선 경우 : $f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
- ③강선 경우 : $f_{ps4} \cdots f_{psN}$
- …
- ⓝ강선 경우 : 0

$f_{psi} = P_r / A_{net} + P_r \cdot e^2 / I_{net}$

- 긴장회수(N) = 4 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 28066 Mpa
- 탄성계수비(n) = 7.125963
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : A_{net} = 0.96176 m^2 , I_{net} = 0.70639 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 7882000 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3400000	-490336	0	2909664	-0.921689	4
T3	3400000	-460293	0	2939707	-0.921689	1
T4	3400000	-429916	0	2970084	-0.921689	2
T5	3400000	-399302	0	3000698	-0.921689	3

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.592	19.913	-2.571	17.342	123.579	291.388
T4	6.660	13.253	-2.571	10.682	76.120	179.484
T5	6.729	6.525	-2.571	3.954	28.175	66.435
T2	6.525	0.000	-2.571	-2.571	-18.321	-43.200
Σ	26.505	39.691	-10.284	29.407	209.554	494.107

Δfpe의 평균치 : 52.388 MPa

ΔPpe의 평균치 : 123.527 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	106694	0	0	-493306	1.22831	-605933
C2	-600000	106694	0	0	-493306	1.22831	-605933
PS강봉 소계(압축)					-986612	1.22831	-1211866
T1	1200000	-232808	0	0	967192	-0.93169	-901122
T2	3400000	-490336	0	43200	2952864	-0.92169	-2721624
T3	3400000	-460293	0	-291388	2648320	-0.92169	-2440928
T4	3400000	-429916	0	-179484	2790600	-0.92169	-2572066
T5	3400000	-399302	0	-66435	2934263	-0.92169	-2704478
PS강연선 소계(인장)					12293238	-0.92269	-11340218

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4643.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	1924.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	4211.80	
군중하중		gj	-	-	0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
fsw	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \ MPa$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \ MPa$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
fps	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4643.90}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
fbl	MPa	-	-	8.210	-5.918	49.815	-34.573	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1924.50}{1.59328} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
fal	MPa	1.214	0.956	1.074	-1.824	6.155	-11.161	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4211.8 + 0}{1.59328} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
fll	MPa	2.657	2.093	2.351	-3.993	13.470	-24.427	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0104 = -378.65$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5722} + n \cdot \frac{525.0}{1.5933} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
fsh	MPa	0.117	0.047	0.052	-0.739	0.074	4.650	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.88 - 7 \times 6.86 = 166.483$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 28.17 + -10.30 = 17.88$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.19 + -1.67 = -6.86$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \quad -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \quad -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4644}{0.78891} \quad -0.881 = -5.187 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1925}{1.59328} \quad -1.386 = -1.675 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -166.483 \times 0.0104 = -1731.844$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1731.844}{1.5722} + n \cdot \frac{2401.062}{1.5933} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
fcr	MPa	0.535	0.213	0.239	-3.378	0.337	21.267	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 392.45\ + 49.82 + 6.15\ ) \times 0.03 = 13.453\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.453 \times 0.0025 = -33.820\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-33.820}{1.5722} + n \cdot \frac{-25.856}{1.5933} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
frgb	MPa	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.226	0.007	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

구분	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	166.483	8.071
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	166.483	8.467
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	166.483	23.549
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	166.483	19.705
T5	0.002358	169.3467	-28.175	36.400	166.483	15.819
∑	0.010403	994.630	-209.554	182.000	832.417	75.610
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	166.483	15.122

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.122 \times 0.0104 = -157.31\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-157.31}{1.5722} + n \cdot \frac{218.09}{1.5933} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.130	0.890	0.890	-1.510	0.765	-1.386	
frgs	MPa	0.049	0.019	0.022	-0.307	0.031	1.932	

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4967.40	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	2072.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	3533.20	
군중하중		gj	-	-	0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
fsw	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
fps	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4967.40}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
fbl	MPa	-	-	8.782	-6.330	53.286	-36.982	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2072.10}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fal	MPa	1.292	1.016	1.142	-1.960	6.534	-11.997	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3533.2 + 0}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fll	MPa	2.204	1.733	1.947	-3.343	11.141	-20.456	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0104 = -378.65$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5819} + n \cdot \frac{525.0}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fsh	MPa	0.114	0.044	0.050	-0.736	0.060	4.635	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.88 - 7 \times 7.34 = 163.132$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 28 + -10 = 17.88$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.55 + -1.79 = -7.34$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \quad -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \quad -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4967}{0.78891} \quad -0.881 = -5.549 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2072}{1.60306} \quad -1.386 = -1.792 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -163.132 \times 0.0104 = -1696.980$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1696.980}{1.5819} + n \cdot \frac{2352.726}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fcr	MPa	0.513	0.199	0.224	-3.299	0.268	20.772	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 392.45\ + 53.29 + 6.53\ ) \times 0.03 = 13.568\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.568 \times 0.0025 = -34.110\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.110}{1.5819} + n \cdot \frac{-26.078}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
frgb	MPa	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.226	0.007	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

구분	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	163.132	8.238
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	163.132	8.634
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	163.132	23.716
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	163.132	19.872
T5	0.002358	169.347	-28.175	36.400	163.132	15.987
∑	0.010403	994.630	-209.554	182.000	815.660	76.448
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	163.132	15.290

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.290 \times 0.0104 = -159.05\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-159.05}{1.5819} + n \cdot \frac{220.51}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
frgs	MPa	0.048	0.019	0.021	-0.309	0.025	1.947	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4733.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	1993.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	3394.10	
군중하중		gj	-	-	0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
fsw	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
fps	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4733.90}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
fbl	MPa	-	-	8.369	-6.032	50.781	-35.243	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1993.30}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fal	MPa	1.243	0.978	1.098	-1.886	6.285	-11.541	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3394.1 + 0}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fll	MPa	2.117	1.665	1.870	-3.211	10.702	-19.651	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0104 = -378.65$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5819} + n \cdot \frac{525.0}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fsh	MPa	0.114	0.044	0.050	-0.736	0.060	4.635	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.88 - 7 \times 7.01 = 165.435$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 28.17 + -10.30 = 17.88$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.29 + -1.72 = -7.01$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \quad -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \quad -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4734}{0.78891} \quad -0.881 = -5.288 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1993}{1.60306} \quad -1.386 = -1.724 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -165.435 \times 0.0104 = -1720.935$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1720.935}{1.5819} + n \cdot \frac{2385.938}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fcr	MPa	0.520	0.202	0.227	-3.345	0.272	21.065	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 392.45\ + 50.78\ + 6.29\ ) \times 0.03 = 13.485\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.485 \times 0.0025 = -33.902\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-33.902}{1.5819} + n \cdot \frac{-25.919}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
frgb	MPa	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.225	0.007	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

구분	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	165.435	8.123
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	165.435	8.519
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	165.435	23.601
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	165.435	19.757
T5	0.002358	169.347	-28.175	36.400	165.435	15.872
∑	0.010403	994.630	-209.554	182.000	827.174	75.873
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	165.435	15.175

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.175 \times 0.0104 = -157.85\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-157.85}{1.5819} + n \cdot \frac{218.85}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
frgs	MPa	0.048	0.019	0.021	-0.307	0.025	1.932	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.816**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
		-	-	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	-	-	8.210	-5.918	49.815	-34.573	
4	fal	1.214	0.956	1.074	-1.824	6.155	-11.161	
5	fll	2.657	2.093	2.351	-3.993	13.470	-24.427	
6	fsh	0.117	0.047	0.052	-0.739	0.074	4.650	
7	fcr	0.535	0.213	0.239	-3.378	0.337	21.267	
8	frgb	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.226	0.007	
9	frgs	0.049	0.019	0.022	-0.307	0.031	1.932	
계		4.536	3.296	14.742	2.541	462.103	-1224.065	
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	17
P_{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	±2934.263
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	±0.0024
fps	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	±1244.439
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~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.818**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
		-	**-**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	-	-	8.782	-6.330	53.286	-36.982	
4	fal	1.292	1.016	1.142	-1.960	6.534	-11.997	
5	fll	2.204	1.733	1.947	-3.343	11.141	-20.456	
6	fsh	0.114	0.044	0.050	-0.736	0.060	4.635	
7	fcr	0.513	0.199	0.224	-3.299	0.268	20.772	
8	frgb	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.226	0.007	
9	frgs	0.048	0.019	0.021	-0.309	0.025	1.947	
계		4.136	2.979	14.959	2.723	463.534	-1223.832	
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	17
P_{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	2934.263
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00236
fps	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	1244.439
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 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.816**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
		-	**-**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	-	-	8.369	-6.032	50.781	-35.243	
4	fal	1.243	0.978	1.098	-1.886	6.285	-11.541	
5	fll	2.117	1.665	1.870	-3.211	10.702	-19.651	
6	fsh	0.114	0.044	0.050	-0.736	0.060	4.635	
7	fcr	0.520	0.202	0.227	-3.345	0.272	21.065	
8	frgb	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.225	0.007	
9	frgs	0.048	0.019	0.021	-0.307	0.025	1.932	
계		4.007	2.875	14.429	3.182	460.347	-1220.554	
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	17
P_{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	2934.263
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00236
fps	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	1244.439
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	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4643.90	30008	0.7889	49.06
합성후 고정하중	1924.50	30008	1.5933	10.07
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.5933	12.10
활하중	4211.80	30008	1.5933	22.03

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4967.40	30008	0.7889	52.48
합성후 고정하중	2072.10	30008	1.6031	10.77
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.5933	12.10
활하중	3533.20	30008	1.5933	18.48

(3) G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4733.90	30008	0.7889	50.01
합성후 고정하중	1993.30	30008	1.6031	10.36
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.5933	12.10
활하중	3394.10	30008	1.5933	17.75

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.469$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 262.549 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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 661 일 < 1500 일

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

= 1.469 ×2.425 ×0.482 = 1.717

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

= 1.717 × 0.47 = 0.807

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.219

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 262.549

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

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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 661 일 < 1500 일

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

= 1.219 ×2.425 ×0.391 = 1.156

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

= 1.156 × 0.98 = 1.133

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.807)

= 0.807 × (93.00 + -148.10) = -44.47 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.133)

= 1.133 × (93.00 + 49.06 + 10.07 + -136.00)

= 18.27 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.807)

= 0.807 × (93.00 + -148.10) = -44.47 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.133)

= 1.133 × (93.00 + 52.48 + 10.77 + -136.00)

= 22.94 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-55.10	-55.10	-55.10	δ_{do}+δ_{ps}
바닥판 타설 전	-99.57	-99.57	-99.57	
바닥판 타설 후	-50.51	-47.09	-49.56	δ_{do}+δ_{ps}+δ_{d1}+$\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-10.07	-1.28	-8.82	δ_{do}+δ_{d1}+δ_{d2}+δ_{pe}+$\delta_{\Phi 1}$+$\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	22.03	18.48	17.75	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

δv = 22.03 < δa = 61.25 ---------- **O.K**

(2) G2~G4 거더

δv = 18.48 < δa = 61.25 ---------- **O.K**

(3) G5 거더

δv = 17.75 < δa = 61.25 ---------- **O.K**

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 27840890.0 N·m

2) 단면 제원

b = 2500.0 mm (압축 플랜지의 폭)

dp = 2515.9 mm

Ap1 = 0.010403 m^2 = 10403 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) = 0.001654

rp2 = 0.55 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β2 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp2 = Ap / (b × dp) = 0.000400

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)] = 1827.8 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 331.4 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 331.4 mm ---------- **플랜지단면**

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.112

qp (=0.112) < 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)] = 36119.83 kN·m

Φ·Mn (=36119.83) > Mu (=27840.89) ---------- **O.K**

8) 균열 모멘트 검토

1.2·Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -31624.063 kN·m

fpe = 24.772 MPa

fd = Md1 / Zbo = -11.679 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.675 m^3

1.2·Mcr (=-31624.063 < Φ·Mn (=36119.83) ---------- **O.K**

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토

14.1.1 G1 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	692.83	5.13
합성전	369.68	1.49
합성후	183.54	5.52
활하중	395.98	34.53

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2471.2 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) = 18847.0 kN·m

fpe = 24.772 MPa

fd = Md1 / Zbo = 0.008 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.675 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 83.35 kN·m

d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

893.75 mm < 0.8 × H = 1920 mm ∴ d = 1920.00 mm

Vd = 692.83 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1570.54 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 356297.61 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1360.03 kN

∴ Vci = 356297.61 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10125272 N = 10125.27 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10345587 / 961764 = 10.757 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9358975 × 0.2512 = 2351286.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10125.3 kN

3) øVc = 0.80 × 10125.3 = 8100.2 kN

1/2 øVc = 4,050.109 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1800mm) 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**

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

= (2471.2 - 8100.2) × 200

/ (0.80 × 300 × 1920.00)

= - 2,443.14 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 186.67 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 186.67 mm^2

Avuse = **D16** × 2 EA = 397.2 mm^2 ---------- **O.K**

14.2 수직 전단 검토 (0.45m ~ 4.95m)

14.2.1 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	664.94	368.25
합성전	361.60	199.61
합성후	178.72	94.09
활하중	388.35	198.29

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2401.8 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) = 18483.9 kN·m

fpe = 24.772 MPa

fd = Md1 / Zbo = 0.546 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.675 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 808.13 kN·m

d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

893.75 mm < 0.8 × H = 1920 mm ∴ d = 1920.00 mm

Vd = 664.94 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1537.37 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 35949.59 kN > 0.14 √fck × bw × d = 340.01 kN

∴ Vci = 35949.59 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4294783.00 N = 4294.78 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10345587 / 961764 = 10.757 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9358975 × 0.2512 = 2351286.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4294.8 kN

3) øVc = 0.80 × 4294.8 = 3435.8 kN

1/2 øVc = 1,717.913 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1800mm) 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 (4.95m ~ 중앙부)

14.3.1 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	387.52	4918.60
합성전	230.03	2847.10
합성후	101.06	1346.10
활하중	279.77	2620.10

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1535.7 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) = 13933.6 kN·m

fpe = 24.772 MPa

fd = Md1 / Zbo = 7.288 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.6749 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 11084.38 kN·m

d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

893.75 mm < 0.8 × H = 1920 mm ∴ d = 1920.00 mm

Vd = 387.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1031.92 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1806.12 kN > 0.14 √fck × bw × d = 340.01 kN

∴ Vci = 1806.12 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4294783.00 N = 4294.78 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10345587 / 961764 = 10.757 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9358975 × 0.2512 = 2351286.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1806.1 kN

3) øVc = 0.80 × 1806.1 = 1444.9 kN

1/2 øVc = 722.450 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

= (1535.7 - 1444.9) × 400

/ (0.80 × 300 × 1920.00)

= 78.82 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

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

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.081$$

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

$v_t = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58725 / (2.5 \times 0.80)$

$= 0.059$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.208$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 870000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.208 \times 870000 = 180960$ N

$v_s = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 180960 / (2.5 \times 0.80)$

$= 0.181$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$v_d = 1246.1 \times 1000 / (0.800 \times 2.112) = 0.737$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.640 - 0.875 = 1.765 m ≤ 0.8 x 2.6 = 2.112 m

dp = 2.112 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

v_l = 396.0 x 1000 /{ 0.800 x 2.112) = 0.234 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.640 - 0.875 = 1.765 m ≤ 0.8 x 2.6 = 2.112 m

dp = 2.112 m

5) 하중 조합

① 1.3 x v_d + 2.15 x v_l

= 1.3 x 0.737 + 2.15 x 0.234

= 1.461 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x v_d + 1.3 x v_l + 1.3 x v_t

= 1.3 x(0.737 + 0.234 + 0.059)

= 1.339 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(v_t + v_s)

= 1.3 x(0.059 + 0.181)

= 0.312 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 **16** x **2** ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

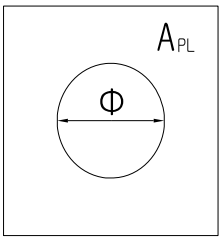
- 사용 철근량 Use Av = D **16** x **2** ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

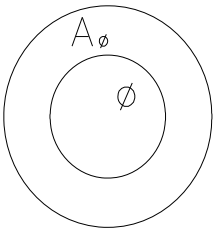
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/17연선	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	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,400,000	2,952,864	2,408,133
T3	3,400,000	2,648,320	2,159,769
T4	3,400,000	2,790,600	2,275,802
T5	3,400,000	2,934,263	2,392,963

* 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	35.6	35.2	35.2
T5	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1

- 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	35.2	**O.K**
T5	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	**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	15.2/17연선	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	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7

- 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	2,952,864	0.115	25.7	31.7	**O.K**
T3	15.2/17연선	2,648,320	0.115	23.0	31.7	**O.K**
T4	15.2/17연선	2,790,600	0.115	24.3	31.7	**O.K**
T5	15.2/17연선	2,934,263	0.115	25.5	31.7	**O.K**

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 2400 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.131096267

∑Po (도입긴장력) = 13600000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 13600000 × { 1 - (945 / 2400) }

+ 0.5 × 13600000 × sin 0.13110

= 2952704.6 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2952704.62 / (0.8 × 300.0) = 14763.5 mm^2

e = 2400 / 2 - (250 x 4 + 500 x 2 + 500 x 1) / 4

= 575 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.13110

= 0.5 × (2400 - 2 × 57.50) + 5 × 57.50 × sin 0.13110

= 1143.2 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 300mm를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 1143.2 = 2858 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 16 (A= 198.6 mm^2) - 6 ea × 14 layer = 16682.4 mm^2

---------- **O.K**

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 2952704.620 = 59054.092 N

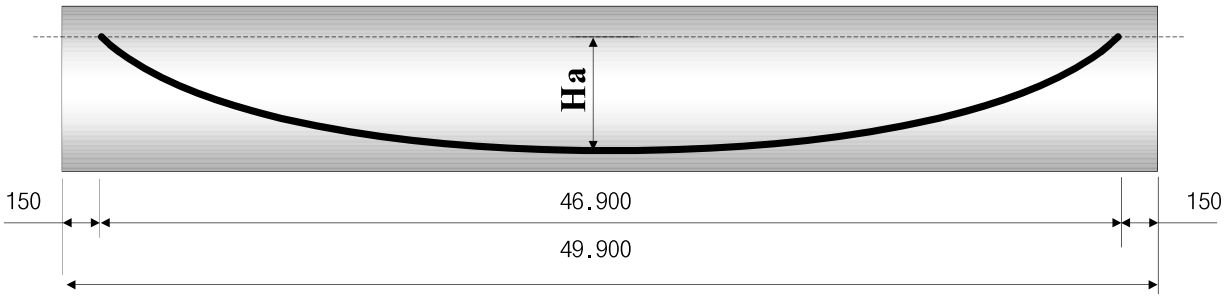
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 59054.092 / 180 = 328.078 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	48.950	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	48.950	0.00000
T1	0.000971	200000	2.160	49.217	0.37055
T2	0.002358	200000	1.625	49.093	0.13202
T3	0.002358	200000	1.125	49.019	0.09167
T4	0.002358	200000	0.625	48.971	0.05103
T5	0.002358	200000	0.125	48.951	0.01021

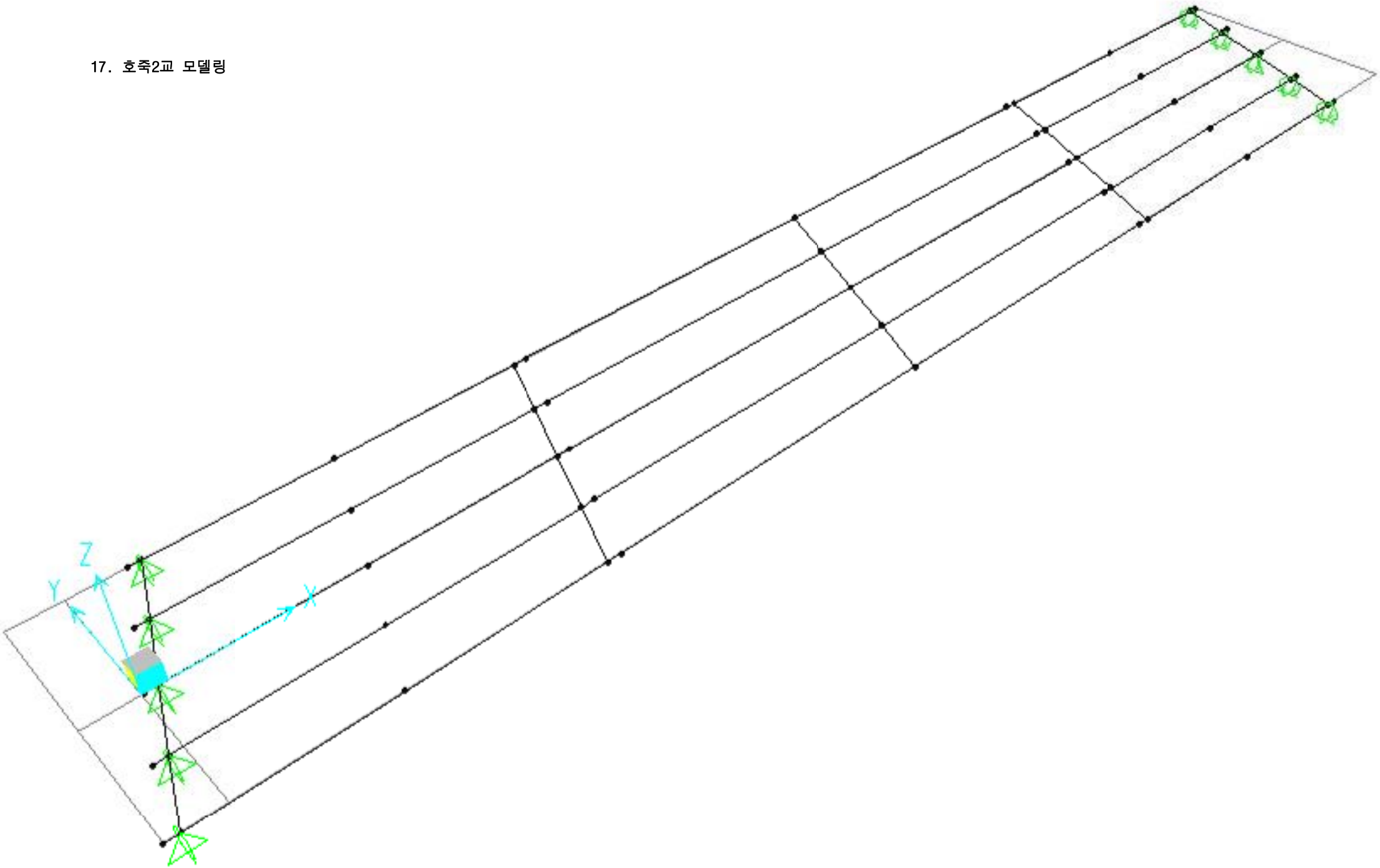
16.2 PS 강재의 신장률

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet) / 2 × Lps / (Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	5	-600.00	-493.31	48.950	-106.439
C2	5	-600.00	-493.31	48.950	-106.439
T1	5	1200.00	967.19	49.217	274.650
T2	4	3400.00	2952.86	49.093	330.680
T3	1	3400.00	2648.32	49.019	314.349
T4	2	3400.00	2790.60	48.971	321.432
T5	3	3400.00	2934.26	48.951	328.754

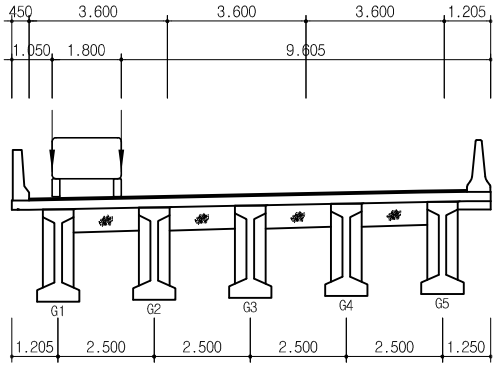
17. 호죽2교 모델링



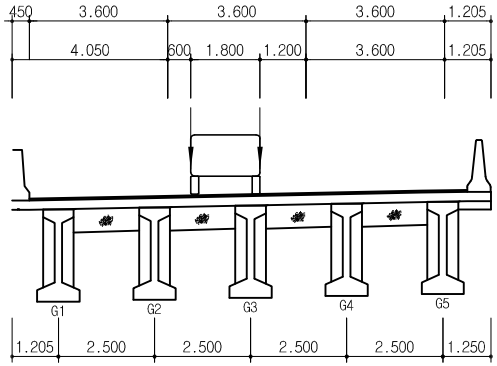
18. 활하중 재하도

(1) DB하중

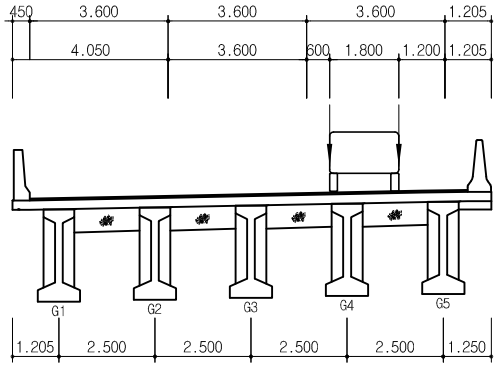
DB1



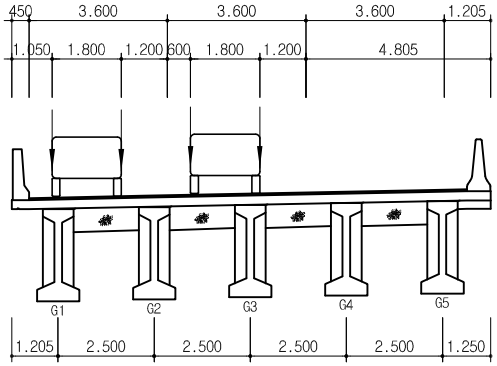
DB2



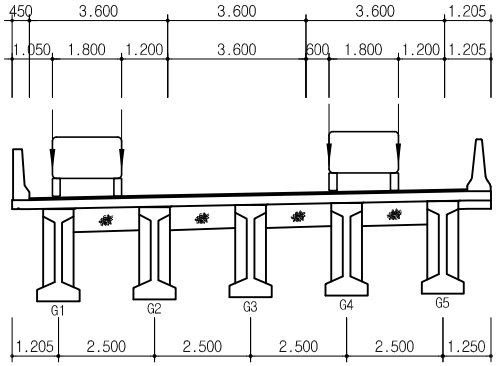
DB3



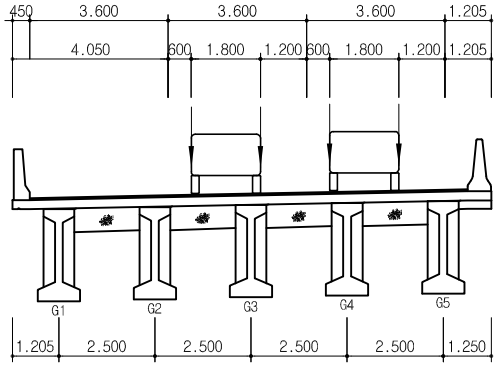
DB12



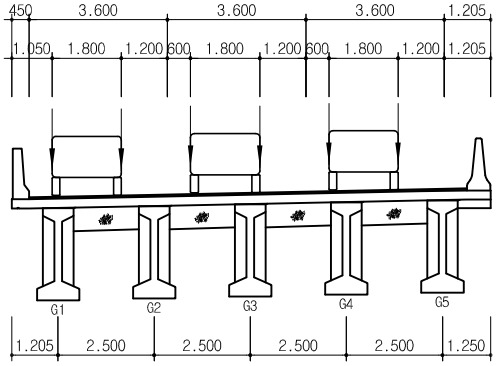
DB13



DB23

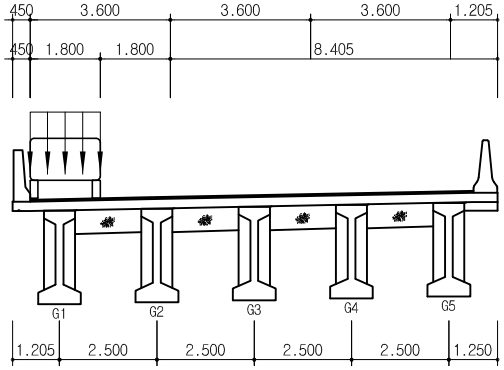


DB123

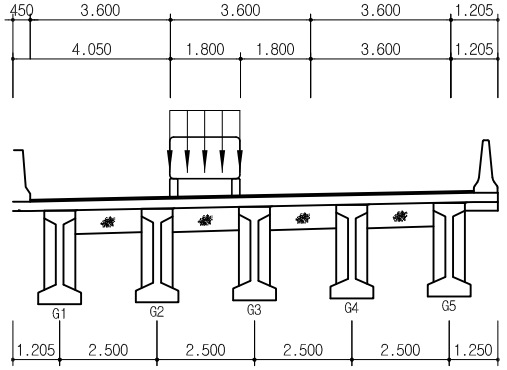


(2) DL하중

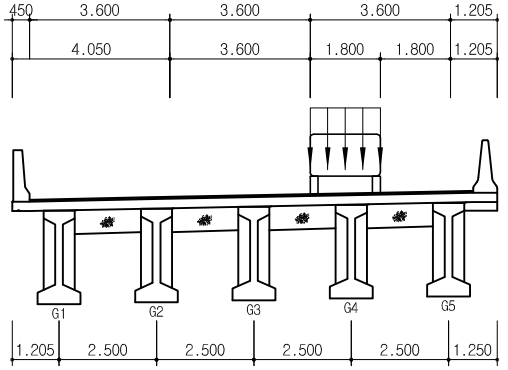
DL1



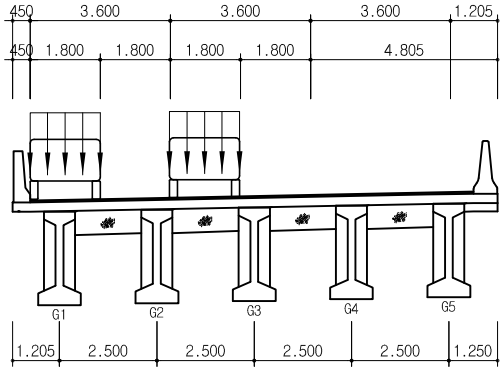
DL2



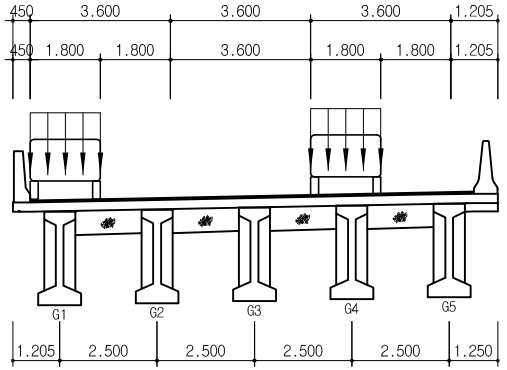
DL3



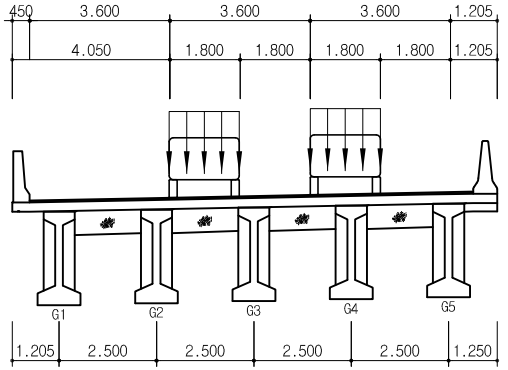
DL12



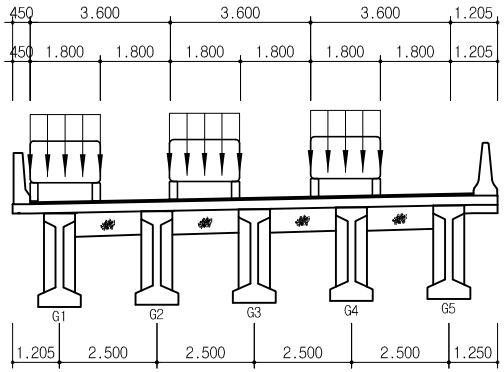
DL13



DL23



DL123



17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 49.000 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 × 49.000 = 0.0196 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 49 = 0.005 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 49 = 0.010 m

(4) 신축 여유량

(20 + 4.90 + 9.80) × 20 % + 10.0 = 16.9 mm

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

∴ 19.6 + 4.9 + 9.8 + 16.9 = 51.2 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	19.6	4.9	9.8	16.9	51.2	50.0

* 지진시 여유량을 고려하여 NO-50을 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 × 49.000 = 0.0196 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 49 = 0.005 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 49 = 0.010 m

(4) 신축 여유량

(20 + 4.90 + 9.80) × 20 % + 10.0 = 16.9 mm

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

∴ 19.6 + 4.9 + 9.8 + 16.9 = 51.2 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	19.6	4.9	9.8	16.9	51.2	50.0

상부 구조(오창방향)

BiCon 상부 구조계산서

교량형식	BiCon
교 량 명	호죽2교(오창방향)
설계등급	1등급
거더전장	49.900 M
교량폭	11.825 M
거더높이	2.400 M

2015년 10월

SAMHYUN (주)삼현 P.F

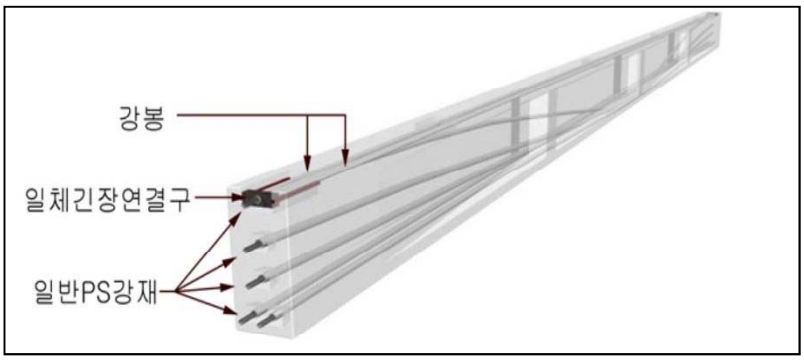
1. 설 계 개 요

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

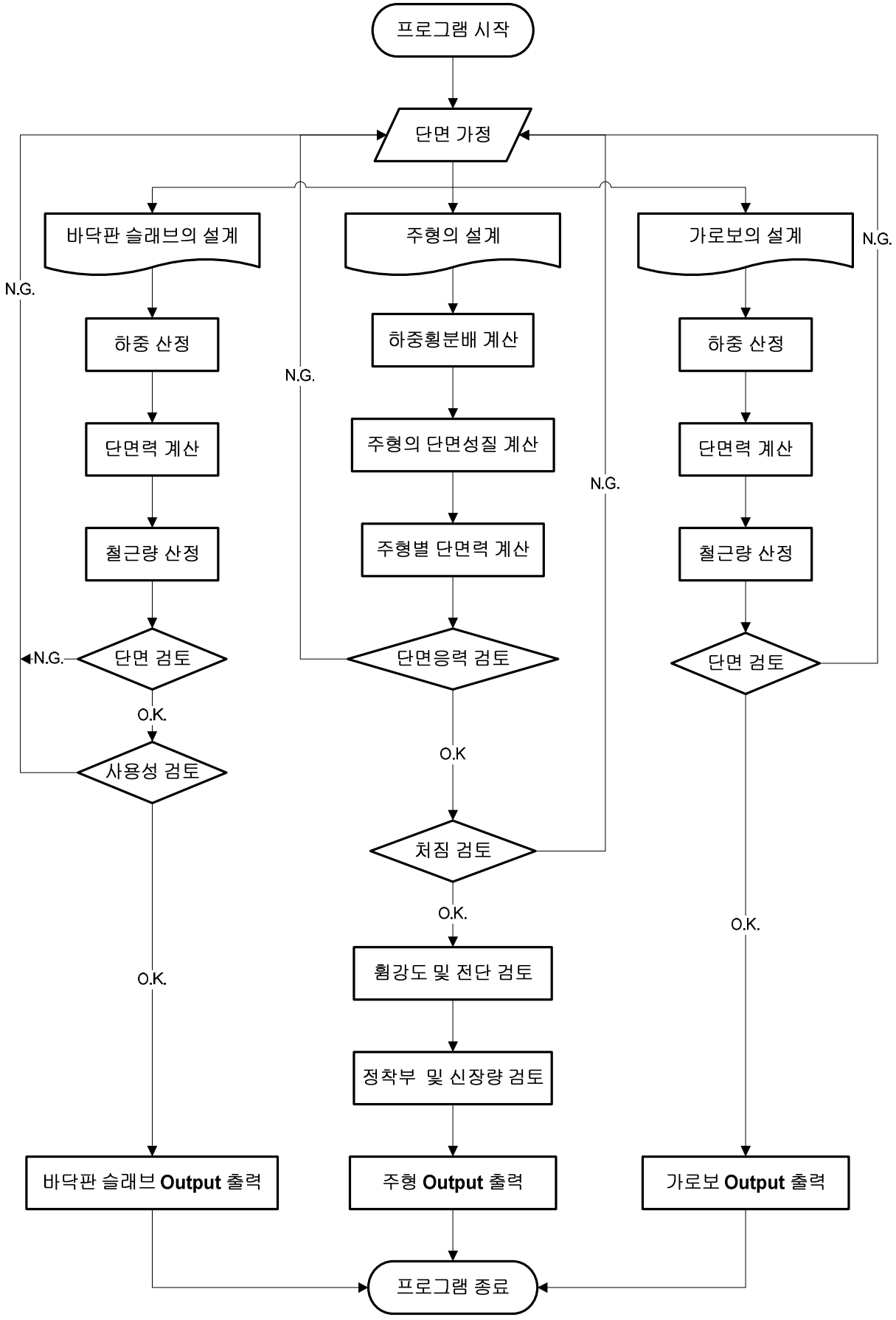
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 2008.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2012.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 2011.
- 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 : 호죽2교(오창방향)
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급 적용

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 50.330 m

(2) 거 더 전 장 : 49.900 m

(3) 설 계 지 간 : 49.000 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+Δf)^1/3 = 26702 MPa　(※Δf= 4)

(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+Δf)^1/3 = 30008 MPa　(※Δf= 4)

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × (fck+Δf)^1/3 = 28066 MPa　(※Δf= 4)

(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 / 30008 = 6.665

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30008 = 6.665

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 26702 / 30008 0.890

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) L.M.C 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급 적용

(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

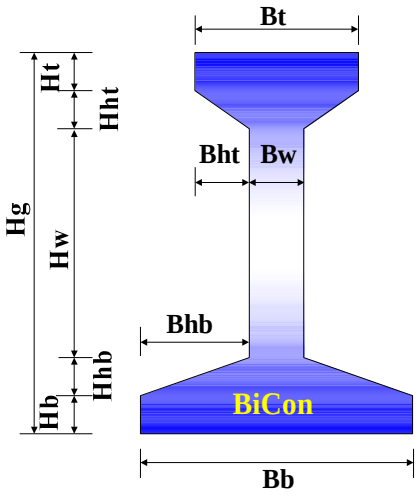
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

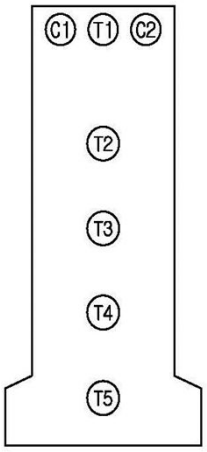
Hg	2400 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1550 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

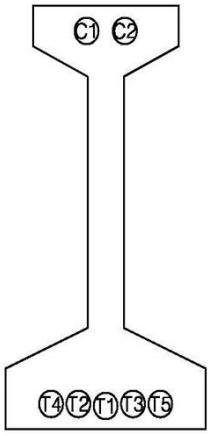
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	17EA	17EA	17EA	17EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	105mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	3400kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2275mm	2275mm	2275mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2275mm	2275mm	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.

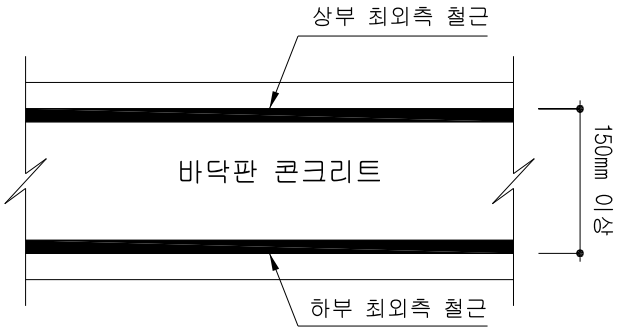
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.700 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 흠집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm이상인 경우 적용한다.

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

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

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

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 없을 경우

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

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

※ 경험적 설계법 적용구간

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

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

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

4.1.3 사용철근량

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

(2) 주철근

상부 철근량

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

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

∑ = 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

∑ = 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

∑ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

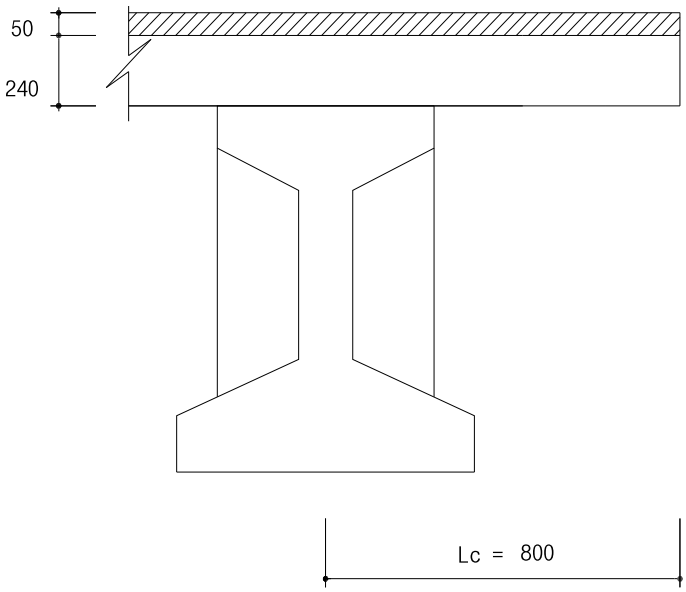
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

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

∑ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 일반 캔틸레버 R

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

* 바닥판의 유효지간장 산정 (도로교설계기준, 2010, P.4-152)

상부플렌지폭/슬래브두께 = 0.800 / 0.240 = 3.333 < 4 이므로,

바닥판 유효지간은 인접한 상부플랜지 끝단 사이의 순간격으로 산정한다.

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

L = 0.100 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 208.00 mm

(3) 두께검토

Tcan = 280.000 mm > Tmin = 208.000 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)
바닥판	0.096	25.000	2.400	0.200	0.480
헌 치	0.000	25.000	0.000	0.013	0.000
포 장	0.020	23.500	0.470	0.200	0.094
합 계			2.870		0.574

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

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.220 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 / 1.220)· 0.100 ·(1 + 0.300) = 10.230 kN·m

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

1) 궤도하중 : w = 544.2 kN 궤도접지길이 : L = 4.5 m

Pr = (w / 2) / L =(544.2 / 2) / 4.5 = 60.47 kN/m

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.220 m 여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수 : i = 0.15

4) 충격을 포함한 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (60.470 / 1.220)· 0.150 ·(1 + 0.150) = 8.550 kN·m

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

1) 차륜하중 :Pr = 82 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.140 m 여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수 : i = 0.15

4) 충격을 포함한 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (82.0 / 1.140)· 0.150 ·(1 + 0.150) = 12.408 kN·m

(5) 활하중에 의한 휨모멘트

1) ML_{DB} = 10.230 kN·m (DB하중에 의한 휨모멘트)

2) ML_{TK} = 8.550 kN·m (탱크궤도하중에 의한 휨모멘트)

3) ML_{TL} = 12.408 kN·m (탱크차륜하중에 의한 휨모멘트)

4) ML = max(ML_{DB}, ML_{TK}, ML_{TL})

= max(10.230 , 8.550 , 12.408)

= 12.408 kN·m

(6) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	0.574	
2	활하중	Ml	12.408	
극한 하중			27.423	1.3MD + 2.15ML(i)
사용 하중			12.982	1.0MD + 1.0ML(i)

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 27423000.0 (N·mm)

2) 단 면 치 수 : H = 253.33 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 193.33 (mm) , d' = 60.0 (mm)

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

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

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

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (193.333 - 14.711) / 14.711

= 0.0364

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 + 65733.333 As - 27423000.0 = 0 에서

As(req) = 425.341 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0022

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 425.341

② As(min) = 676.667 ∴ As = 567.121 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 567.121

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

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

(4) 설계휨강도

ϕ_f·Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 62.352 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 17.307 mm

∴ ϕ_f·Mn = 62.352 kN·m > Mu = 27.423 kN·m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.85)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.4 × 1000 / 10 = 40 mm

Tcan (280mm) > Tmin (40mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.84)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

Mmax = Mnet = 12.982 kN·m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b·d = 0.00514

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.249

j = 1 - (k / 3) = 0.917

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 73.688 MPa

Fsmax (=73.688MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.134)

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 / 73.688) - 2.5 × 52.00 = 938.695 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 73.688) = 854.956 mm

Sa는 작은 값인 854.956 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 854.956 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.92)

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

Ml = 12.408 kN·m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 70.429 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, P.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2012, p.119)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

$Ar_req = As \times 0.67 = 379.971$ mm²

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

$At_req = 0.002 \times b \times d = 386.667$ mm²

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 386.667 mm²

H 16 @ 250 = 794.4 mm² ≤ 1800.000 mm² ---------- **O.K**

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	0.574	
2	활하중	Ml	12.408	
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			54.100	
Case 2	1.30		1.30		0.746	
Case 3	1.30	2.60		0.65	33.007	
Case 4	1.30	2.60	1.30		33.007	
Case 5	1.20		1.20	1.20	0.689	
적 용					**54.100**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 54100147.4 (N·mm)

② 단 면 치 수 : H = 253.33 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 193.33 (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 × (193.333 - 24.096) / 24.096

= 0.0211

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 + 65733.333 As - 54100147.4 = 0 에서

As(req) = 856.058 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0044

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 856.058

② As(min) = 676.667

③ 4/3×As = 1141.411

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 850.682

∴ As = 856.058 mm^2 이상 사용

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

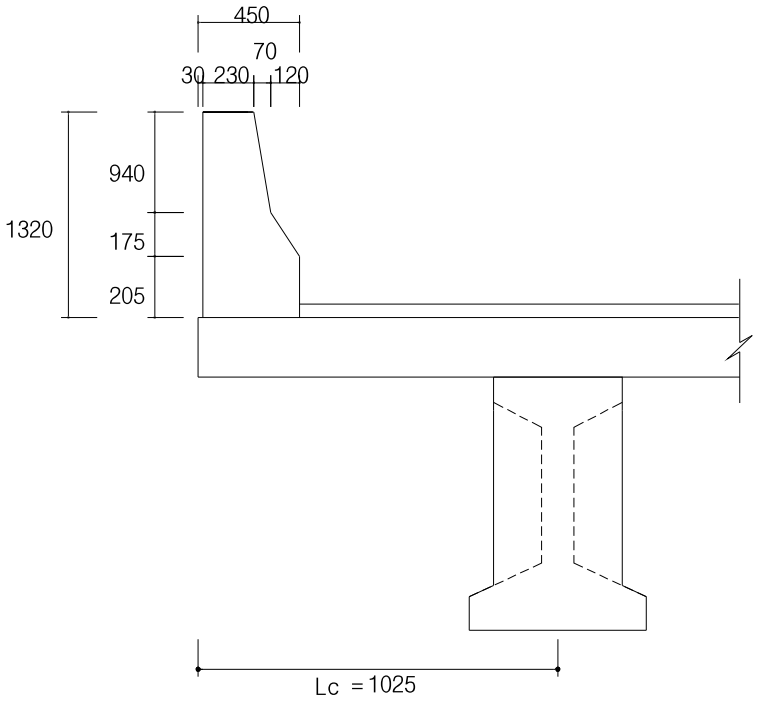
ϕf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 99.077 kN · m

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

∴ ϕf · Mn = 99.077 kN · m > Mu = 54.100 kN · m ---------- O.K

4.3 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

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

L = 0.000 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 180.00 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 180.000 mm ---------- 0.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
방호벽	0.398	25.000	9.950	0.437	4.348
바닥판	0.150	25.000	3.750	0.313	1.172
포 장	0.009	23.000	0.201	0.088	0.018
난 간			1.000	0.437	0.437
합 계			14.901		5.975

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

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.140 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 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 / 1.140)· 0.000 ·(1 + 0.300) = 0.000 kN·m

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

1) 궤도하중 : w = 544.2 kN 궤도접지길이 : L = 4.5 m

Pr = (w / 2) / L (544.2 / 2) / 4.5 = 60.47 kN/m

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.140 m 여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수 : i = 0.15

4) 충격을 포함한 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (60.470 / 1.140)· 0.000 ·(1 + 0.150) = 0.000 kN·m

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

1) 차륜하중 :Pr = 82 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 0.8 × X + 1.14 = 1.140 m 여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수 : i = 0.15

4) 충격을 포함한 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (82.0 / 1.140)· 0.000 ·(1 + 0.150) = 0.000 kN·m

(5) 활하중에 의한 휨모멘트

1) ML_{DB} = 0.000 kN·m (DB하중에 의한 휨모멘트)

2) ML_{TK} = 0.000 kN·m (탱크궤도하중에 의한 휨모멘트)

3) ML_{TL} = 0.000 kN·m (탱크차륜하중에 의한 휨모멘트)

4) ML = max(ML_{DB}, ML_{TK}, ML_{TL})

= max(0.000 , 0.000 , 0.000)

= 0.000 kN·m

(6) 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 = 1.320 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.320 = 13.200 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN·m

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

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	6.750
활하중 비재하시	0.0030	660	2.614

(8) 원심하중에 의한 휨모멘트

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

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(9) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	5.975	
2	활하중	Ml	0.000	
3	풍하중	Mw	6.750	활하중 재하시
			2.614	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(10) 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	7.768	5.975	
Case 2	11.165	8.589	
Case 3	12.155	12.725	
Case 4	7.768	5.975	
Case 5	11.688	12.725	
Case 6	38.100	29.308	
Case 7	38.306	31.922	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	38.306	
사 용 하 중	31.922	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 38305920.0 (N·mm)

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

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

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

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

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

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0337

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

(2) 필요 철근량

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

Mu = Φ·As·fy·(d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 38305920.0 = 0 에서

As(req) = 646.126 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0036

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 646.126

② As(min) = 630.000 ∴ As = 646.126 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 861.501

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

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

(4) 설계휨강도

ϕ_f·Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 57.850 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 17.307 mm

∴ ϕ_f·Mn = 57.850 kN·m > Mu = 38.306 kN·m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.85)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.625 × 1000 / 10 = 62.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (62.5mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.84)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

Mmax = Mnet = 31.922 kN·m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b·d = 0.00552

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

j = 1 - (k / 3) = 0.915

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 195.065 MPa

Fsmax (=195.065 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.134)

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 / 195.07) - 3 × 52.00 = 273.712 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 195.07) = 322.969 mm

Sa는 작은 값인 273.712 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 273.712 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.92)

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

Ml = 0.000 kN·m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 0 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, P.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2012, p.119)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 432.904 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) = 432.904 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 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	5.975	
2	활하중	Ml	0.000	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.750	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			7.768	
Case 2	1.3		1.3		38.100	
Case 3	1.3	2.6		0.65	12.155	
Case 4	1.3	2.6	1.3		38.100	
Case 5	1.2		1.2	1.2	43.270	
적 용					**43.270**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 43269600.0 (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

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 43269600.0 = 0 에서

As(req) = 733.035 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0041

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 733.035

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 977.380

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1292.252

∴ As = 1292.252 mm^2 이상 사용

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

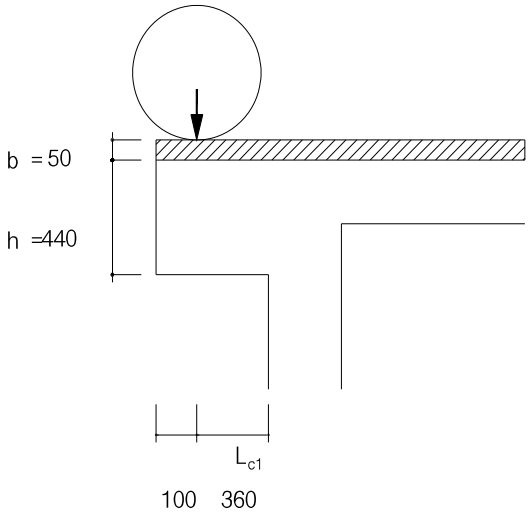
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

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

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 43.270 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 + 0.360 = 0.460 m

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

MD = Wd × L_C^2 / 2 = 1.296 kN·m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{C1}) = 0.372 > 0.300 ∴ i = 0.300

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.360 + 0.98 = 1.106 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 40.622 kN·m

(3) 탱크궤도하중에 의한 휨모멘트

i = 0.150

Pr = 60.35 kN

E = 0.35 × 0.360 + 0.98 = 1.106 m

WL(1+i) = 69.403 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 22.590 kN·m

(4) 탱크차륜하중에 의한 휨모멘트

i = 0.150

Pr = 82 kN

E = 0.35 × 0.360 + 0.98 = 1.106 m

WL(1+i) = 94.300 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 30.694 kN·m

(5) 하중조합

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

Mu_{DB} = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 89.022 kN·m (DB하중 작용시)

Mu_{TK} = 1.3 MD + 1.3 ML(1+i) = 31.052 kN·m (탱크궤도하중 작용시)

Mu_{TL} = 1.3 MD + 1.3 ML(1+i) = 41.588 kN·m (탱크차륜하중 작용시)

∴ max(Mu_{DB}, Mu_{TK}, Mu_{TL}) = 89.022 kN·m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 89022297.2 (N·mm)

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

: d = 380.00 (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 = 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 × (380.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0561

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 + 129200 As − 89022297.2 = 0 에서

As(req) = 700.273 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0018

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 700.273

② As(min) = 1330.000 ∴ As = 933.697 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 933.697

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

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

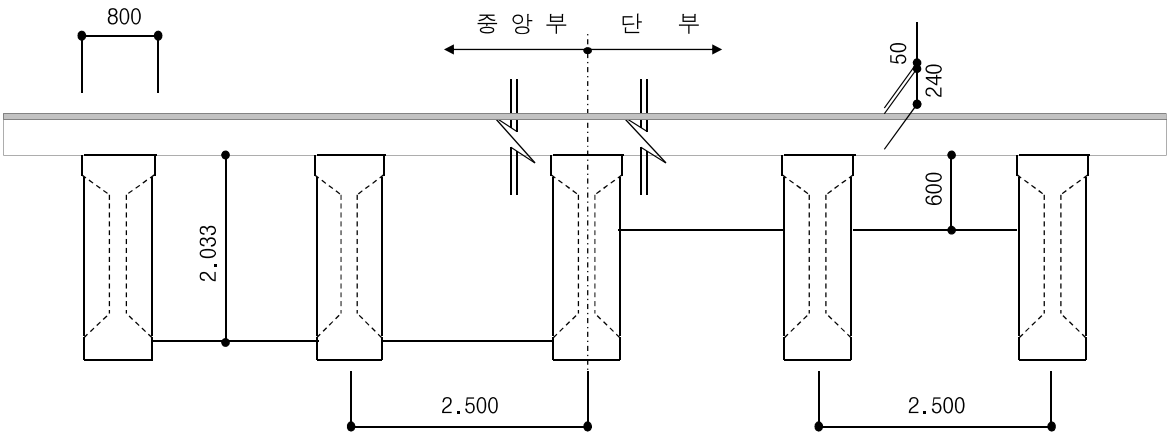
(4) 설계휨강도

ϕf · Mn = 0.85×As×fy×(d − a/2) = 163.098 kN · m

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

∴ ϕf · Mn = 163.098 kN · m > Mu = 89.022 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

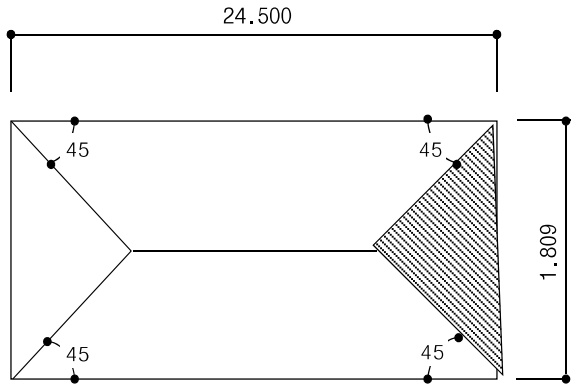
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.500 m

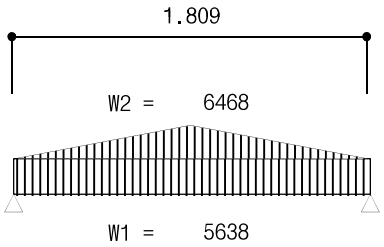
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.500 − 0.800 = 1.700 m

교량사각 : 70.0 ° 가로보 사지간 1.700 ÷ SIN (70.0) = 1.809 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (70.0) = 0.376 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (70.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 5638 N/m

슬라브자중: (0.240 × 0.905 × 2500 + 0.050 × 0.905 × 2300) × 10 = 6468 N/m

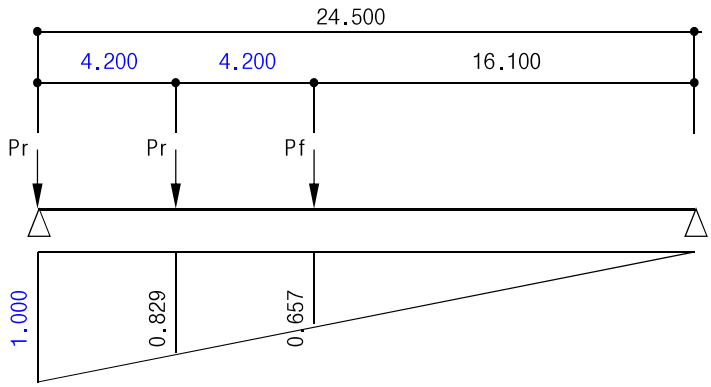
작용 단면력

Rad = 5638 × 1.809 × 1/2 + (1.809 × 6468 × 1/2) × 1/2 = 8025 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5638 \times 1.809^2}{8} + \frac{6468 \times 1.809^2}{12} = 4071 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



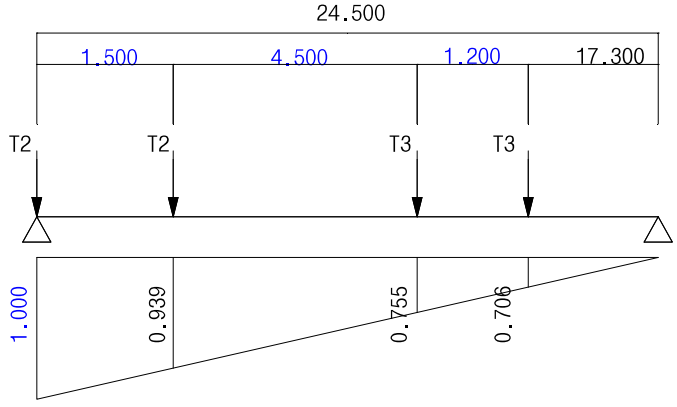
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

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

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

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

T2 = 81.6 kN

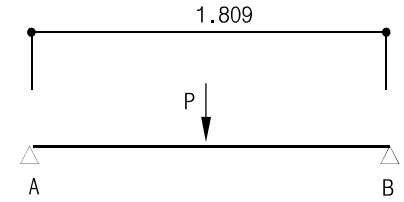
T3 = 60.4 kN

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

$$Ptr(L+i) = \{ 81.6 \times (1.000 + 0.939) + 60.4 \times (0.755 + 0.706)\} \times 1.233$$

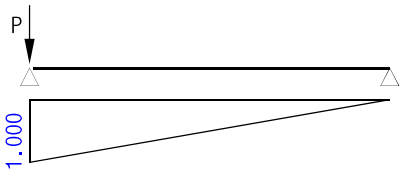
$$= 303.779 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{303.779 \times 1.809}{4}$$

$$= 137.392 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 303.779 \times 1.000 = 303.779 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

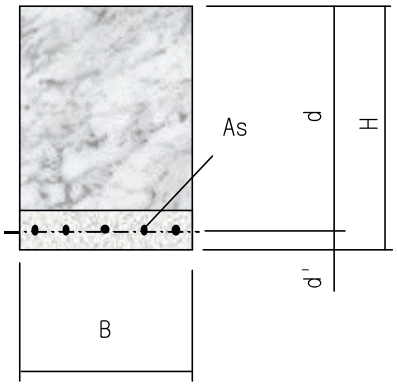
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN·m	4.071	137.392
Vu	kN	8.025	303.779

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 4.071 + 2.150 \times 137.392 = 300.685 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 8.025 + 2.150 \times 303.779 = 663.557 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 300.685 kN·m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 120.0 mm　　d = 720.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 2533.5 × 300 = 760050

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 82.794 mm , c = 82.794 / β1

= 82.794 / 0.85 = 70.375 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (720 - 70.375) / 70.375

= 0.0277

$\varepsilon t \geq 0.005$ 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 + 183600 As

= 300685000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.133)

필요철근량 Asreq = 1,703.6 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 1,247.1 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,344.0 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 2,271.4 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ **O.K.**

D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 2533.5 ㎟

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00880 < $Pmax = 0.75\ Pb$ = 0.03251 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.129)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 360.00 mm > $c = a/0.85$ = 97.40 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 306.00 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b)$ = 82.79 mm

$jd = d - a/2$ = 678.60 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b$ = 760.050 kN , $T = fy\ As$ = 760.050 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 438.406 kN·m > Mu = 300.685 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.193)

ln / d = 1.809 ÷ 0.720 = 2.513 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 720 \times 10^{-3}$

= 798.129 kN > Su = 663.557 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 720 \times 10^{-3}$

= 199.532 kN < Su = 663.557 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 144 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 = 144 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, 2012, p.173)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.513}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.513}{12} \right) \right]$$

$$\times 300 \times 720.0$$

$$= 686.362 \text{ kN}$$

- 공칭전단강도

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

= 199.532 + 686.362 = 885.894 kN > 798.129 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 798.129 > Vu = 663.557 kN **O.K.**

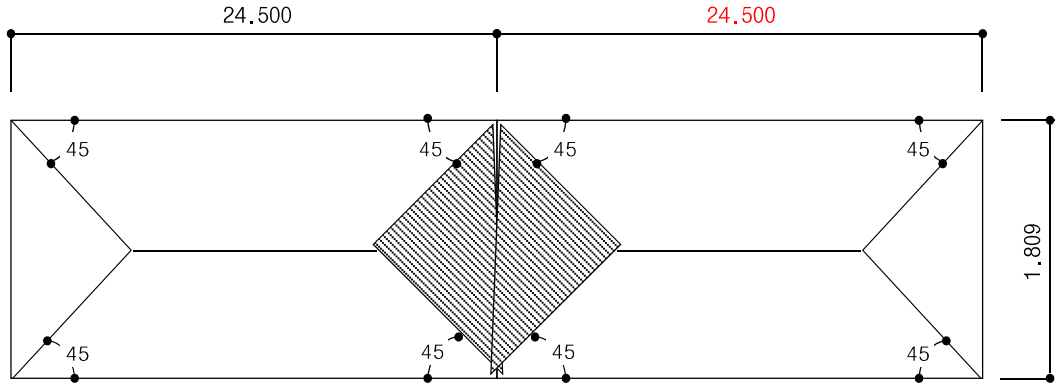
4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.033	m	주 빔 간 격 :	2.500	m			
빔 폭 :	0.300	m	가로보 순지간 :	2.500	−	0.800	=	1.700 m
교량사각 :	70.0	°	가로보 사지간 :	1.700	÷ SIN (	70.0)	=	1.809 m

2)작용하중

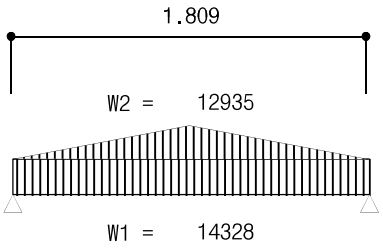
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (70.0) = 0.282 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (70.0) × 2.033 × 2500 × 10 = 14328 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.809 × 2500 + 0.050 × 1.809 × 2300) × 10 = 12935 N/m



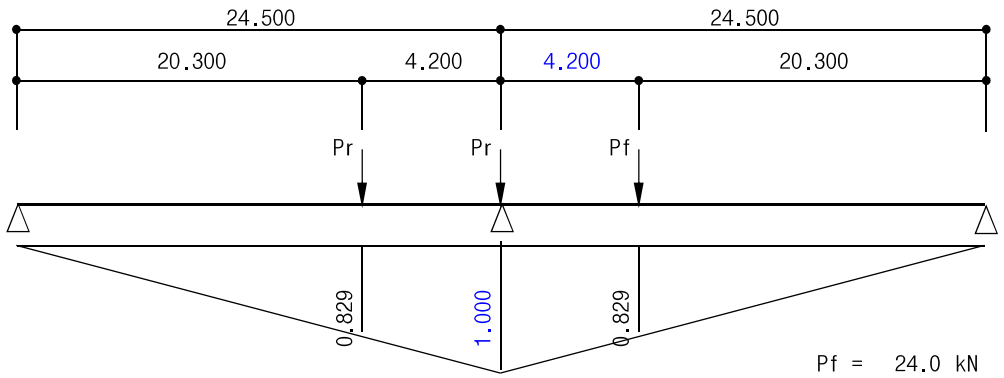
작용 단면력

Rad = 14328 × 1.809 × 1/2 + (1.809 × 12935 × 1/2) × 1/2 = 18811 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{14328 \times 1.809^2}{8} + \frac{12935 \times 1.809^2}{12} = 9390 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



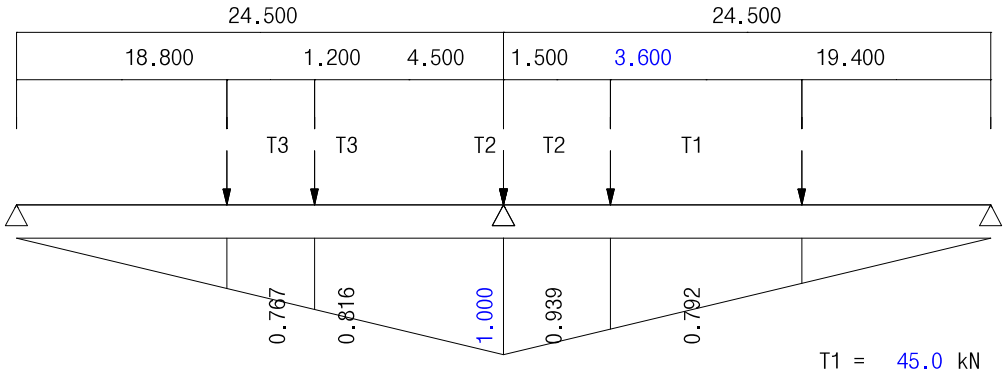
Pf = 24.0 kN

Pr = 96.0 kN

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

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

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

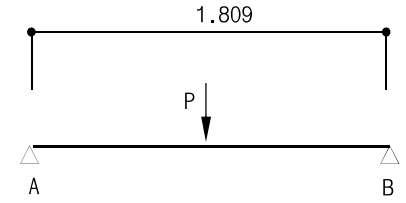
T2 = 81.6 kN

T3 = 60.4 kN

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

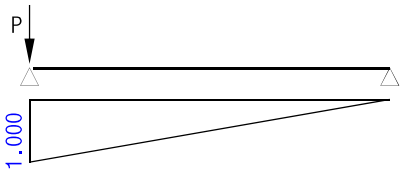
$$Ptr\,(L+i) = \{\ 60.4 \times (\ 0.767 + 0.816\ ) + 81.6 \times (\ 1.000 \times 0.939\ )$$
$$+ 45.0 \times 0.792\ )\} \times 1.233$$
$$= 356.814\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{356.814 \times 1.809}{4}$$

$$= 161.378 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 356.814 \times 1.000 = 356.814 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

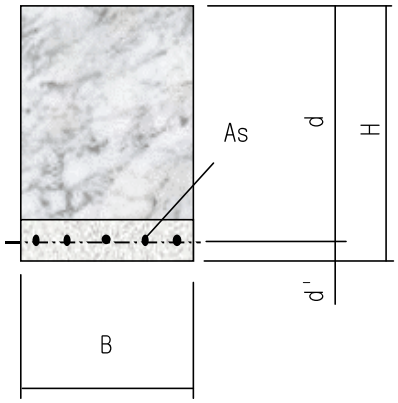
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	9.390	161.378
Vu	kN	18.811	356.814

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 9.390 + 2.150 \times 161.378 = 359.170 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 18.811 + 2.150 \times 356.814 = 791.604 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 359.170 kN·m

b = 300.0 mm h = 2273.0 mm

d' = 170.0 mm d = 2103.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 2026.8 × 300 = 608040

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

T = C 이므로, a = 88.314 mm , c = 88.314 / β1

= 88.314 / 0.85 = 75.067 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (2103 - 75.067) / 75.067

= 0.0810

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 + 536265 As

= 359170000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.133)

필요철근량 Asreq = 674.5 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,731.9 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,944.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 899.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟ **O.K.**

D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 2026.8 ㎟

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00321 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 **O.K.**

(콘크리트구조설계기준·해설, 2012, p.129)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1051.50 mm > c = a/0.85 = 103.90 mm

Max. a = 0.85 ×c = 893.78 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 88.31 mm

jd = d - a/2 = 2058.84 mm

C = 0.85 fck a b = 608.040 kN , T = fy As = 608.040 kN

ΦMn = Φfy As jd = 1064.080 kN·m > Mu = 359.170 kN·m **O.K.**

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.193)

ln / d = 1.809 ÷ 2.103 = 0.860 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2103 \times 10^{-3}$

= 1748.401 kN > Su = 791.604 kN **O.K**

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2103 \times 10^{-3}$

= 437.100 kN < Su = 791.604 kN **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 420.6 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 = 421 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, 2012, p.173)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \times 300 \times 2103.0$$

= 1002.374 kN

- 공칭전단강도

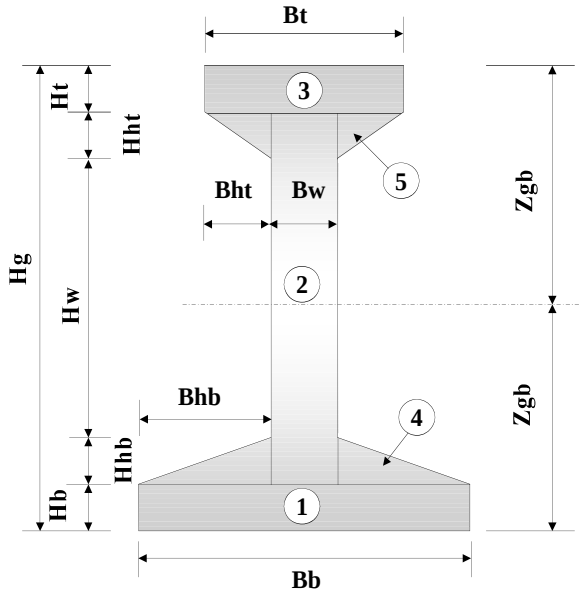
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 437.100 + 1002.374 = 1439.474 kN < 1748.401 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1439.474 > Vu = 791.604 kN **O.K.**

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

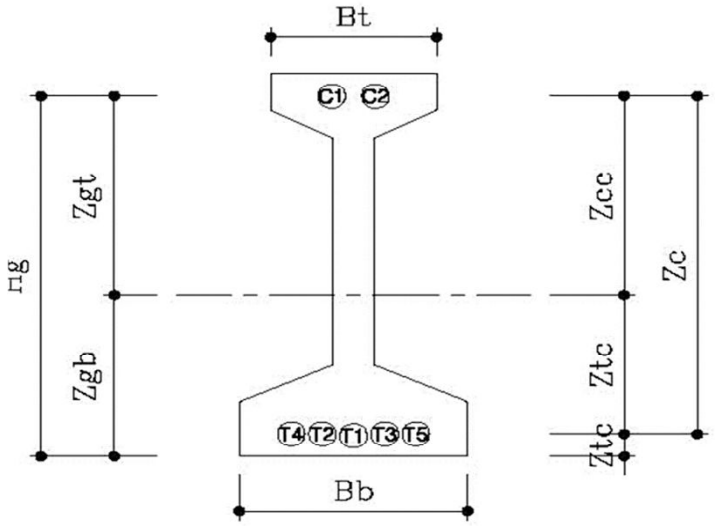


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z^2	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.900	0.38000	1.250	0.47500	0.59375	0.114317
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.300	0.36800	0.84640	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	2.150	0.09675	0.20801	0.000056
∑ 합 계	-	1.00500	1.017	1.02225	1.66769	0.117581

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.017164 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.382836 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zgb^2 0.745473 m^4

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	55	0.00238	2.275	0.00541	0.01230	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.275	0.00541	0.01230	4.492E-07
∑	-	0.00475	2.275	0.01081	0.02459	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
T1	70	0.00385	0.115	0.00044	0.00005	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	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
∑	-	0.03848	0.124	0.00477	0.00059	2.504E-05

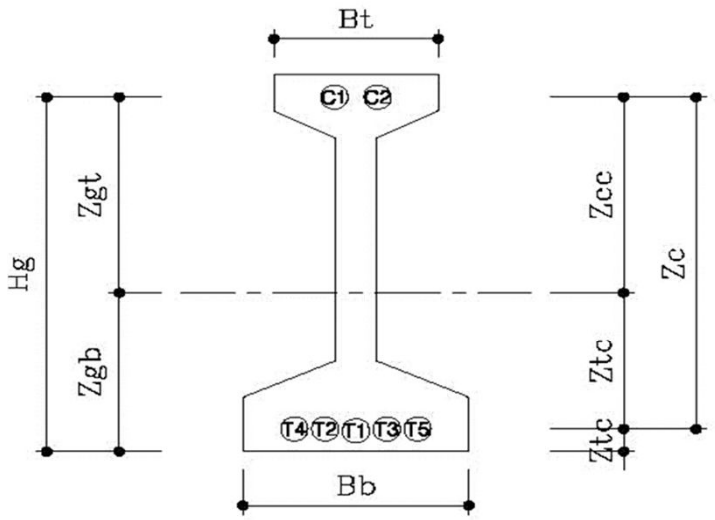
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 : 0.000025 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z^2	Io
총 단 면	1.00500	1.017	1.02225	1.03980	0.745473
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.275	-0.01081	-0.02459	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.03848	0.124	-0.00477	-0.00059	-0.000025
∑	0.96176	1.047	1.00667	1.01461	0.745446

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.046689 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.353311 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.228311 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.922689 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.706389 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	40	0.00126	2.275	0.00286	0.00651	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.275	0.00286	0.00651	1.257E-07
∑	-	0.00251	2.275	0.00572	0.01301	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zc^2 = 2.513E-07 m^4

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z^2	Io
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	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	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
∑	-	0.01040	0.1241	0.00129	0.00016	1.845E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z^2) - ∑A×zt^2 1.9327E-06 m^4

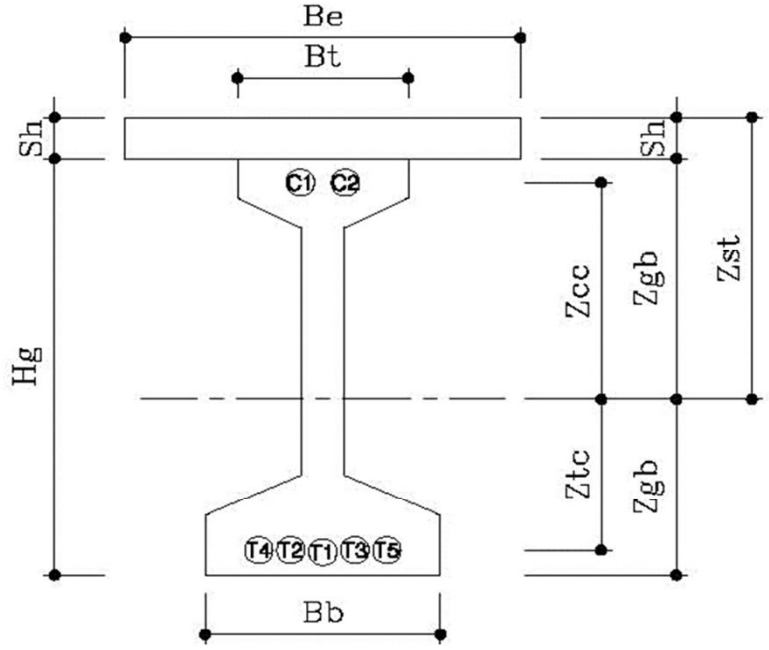
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
순 단 면	1.000	0.96176	1.047	1.00667	1.05367	0.706389
PS 강봉	6.665	0.01676	2.275	0.03812	0.08672	1.675E-06
PS 강연선	6.665	0.06933	0.124	0.00860	0.00107	1.288E-05
∑	-	1.04785	1.005	1.05339	1.14146	0.706404

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.005284 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.394716 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.269716 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.881217 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.788906 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 = 0.900 m

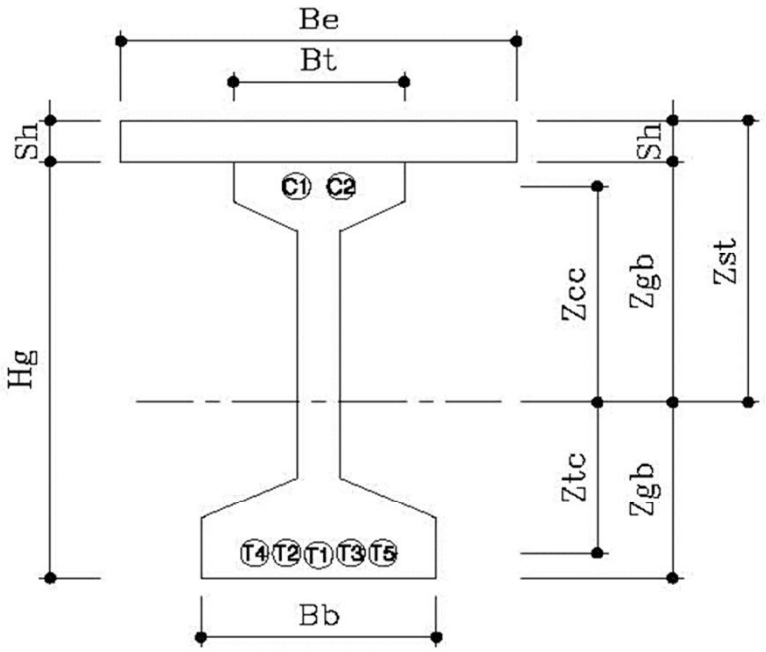
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.983	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.340	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.050	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.050	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.43788	2.520	1.10346	2.78071	0.002102
∑	-	1.48573	1.452	2.15685	3.83967	0.791008

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.451706 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.948294 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.823294 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.327640 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.188294 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 1.499568 m^4

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

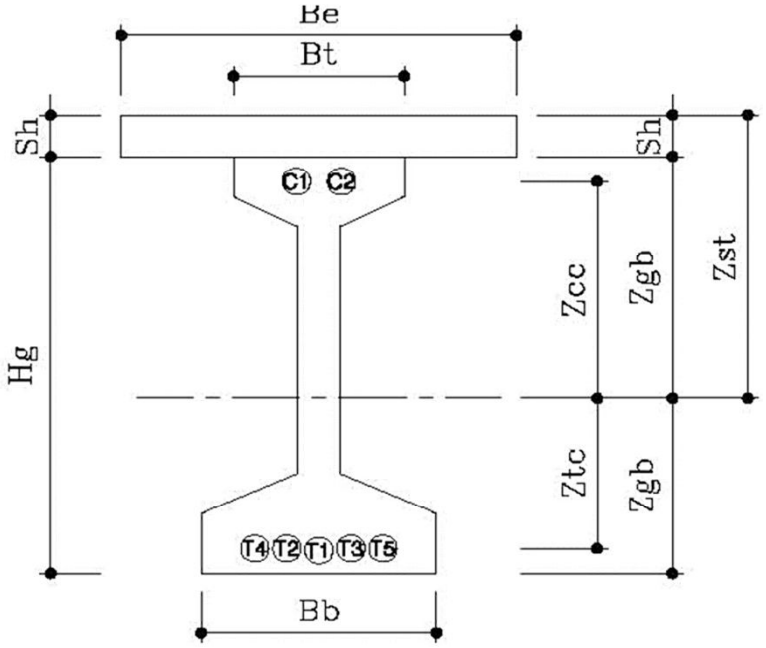
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
16 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	4.040	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.500	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.500	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.53400	2.520	1.34568	3.39111	0.002563
∑	-	1.58185	1.517	2.39907	4.45007	0.791469

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.516620 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.883380 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.758380 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.392554 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.123380 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb' 1.603061 m^4

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.125 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.208	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.565	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.275	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.275	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.48594	2.520	1.22457	3.08591	0.002333
∑	-	1.53379	1.485	2.27796	4.14487	0.791239

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.485180 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.914820 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.789820 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.361114 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.154820 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + $\sum(A \times y^2)$ - $\sum A \times zgb^2$ 1.552929 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	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.48573	1.499568	1.188	0.948	-1.452	0.823	-1.328

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.58185	1.603061	1.123	0.883	-1.517	0.758	-1.393

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.53379	1.552929	1.155	0.915	-1.485	0.790	-1.361

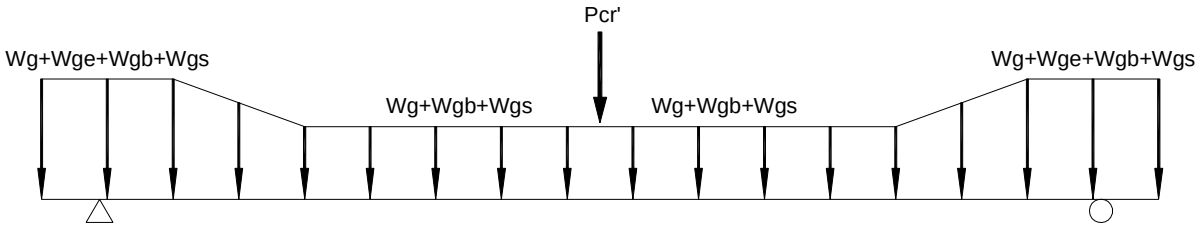
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.962	×	25000			=	24044	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	1.015	×	25000			=	25375	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	1.015	×	1	×	25000 × 1 EA	=	15225	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	×	17 EA	=	749	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.050 × 25000 = 12300 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.500 × 25000 = 15000 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.275 × 25000 = 13650 N/m

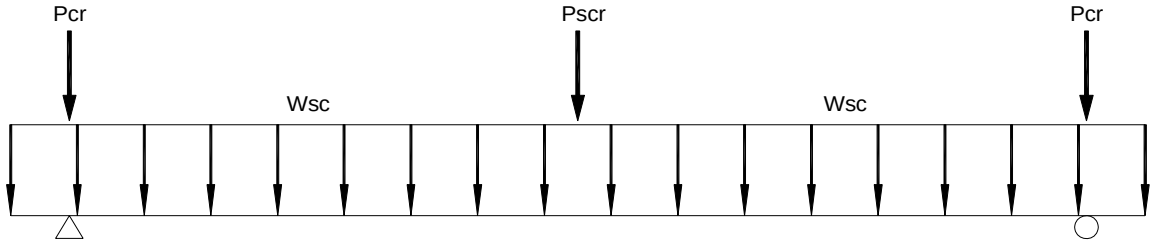
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.033 × 1.25 × 25000 = 19063 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 2.033 × 2.50 × 25000 = 38125 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 2.033 × 1.25 × 25000 = 19063 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 = 0.398 × 25000 = 9955 N/m

(3) 중앙부 하중

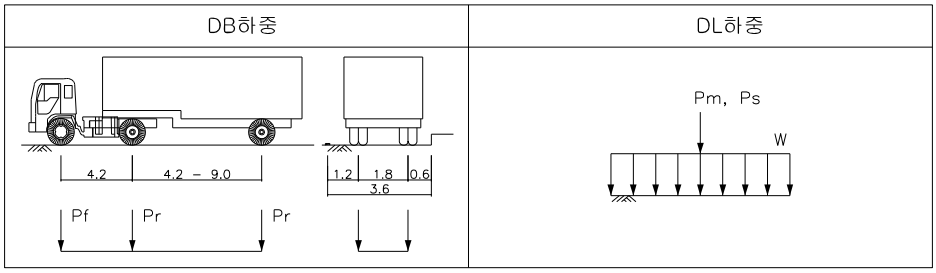
- 포장하중 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3.6 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

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

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.591092	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.024896	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 = 5.913m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 19098.166

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.602$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 128.032

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.113$

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]

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

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

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

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

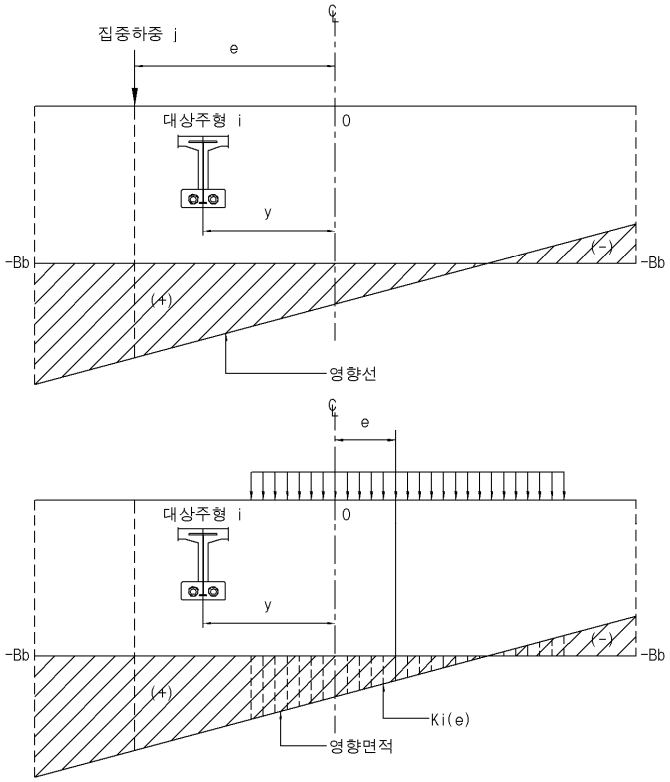
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 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 5.112	G2 2.612	G3 0.112	G4 -2.388	G5 -4.888	합계 (∑)
-1.00×Bb	-5.912	-0.098	-0.030	0.090	0.325	0.714	1.000
-0.75×Bb	-4.434	-0.058	0.027	0.147	0.331	0.553	1.000
-0.50×Bb	-2.956	-0.012	0.087	0.205	0.328	0.391	1.000
-0.25×Bb	-1.478	0.047	0.154	0.256	0.294	0.249	1.000
0.00×Bb	0.000	0.129	0.223	0.280	0.231	0.137	1.000
0.25×Bb	1.478	0.239	0.286	0.259	0.160	0.056	1.000
0.50×Bb	2.956	0.378	0.324	0.208	0.093	-0.003	1.000
0.75×Bb	4.434	0.535	0.328	0.151	0.033	-0.047	1.000
1.00×Bb	5.912	0.687	0.321	0.096	-0.020	-0.084	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.112	G2 2.612	G3 0.112	G4 -2.388	G5 -4.888	합계 (∑)
방호벽(우)	-5.725	-0.093	-0.023	0.097	0.325	0.693	1.000
포장하중	0.225	2.322	2.346	2.337	2.261	2.109	11.375

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.112	G2 2.612	G3 0.112	G4 -2.388	G5 -4.888	합계 (∑)
DB1	4.412	1.063	0.652	0.304	0.071	-0.091	2.000
DB2	0.812	0.383	0.513	0.532	0.384	0.188	2.000
DB3	-2.787	-0.006	0.191	0.421	0.640	0.755	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.112	G2 2.612	G3 0.112	G4 -2.388	G5 -4.888	합계 (∑)
DL1	4.412	0.533	0.328	0.152	0.034	-0.047	1.000
DL2	0.812	0.186	0.259	0.274	0.192	0.089	1.000
DL3	-2.787	-0.006	0.095	0.212	0.327	0.373	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	1.063	0.652	0.304	0.071	-0.091	2.000
DB2	0.383	0.513	0.532	0.384	0.188	2.000
DB3	-0.006	0.191	0.421	0.640	0.755	2.000
DB12	1.446	1.166	0.836	0.455	0.097	4.000
DB13	1.057	0.844	0.725	0.710	0.664	4.000
DB23	0.376	0.705	0.952	1.023	0.943	4.000
DB123	1.296	1.221	1.131	0.985	0.767	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.533	0.328	0.152	0.034	-0.047	1.000
DL2	0.186	0.259	0.274	0.192	0.089	1.000
DL3	-0.006	0.095	0.212	0.327	0.373	1.000
DL12	0.719	0.588	0.425	0.226	0.042	2.000
DL13	0.527	0.423	0.363	0.361	0.326	2.000
DL23	0.180	0.354	0.485	0.518	0.462	2.000
DL123	0.641	0.614	0.573	0.497	0.374	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	7882.0	7882.0	7882.0	순 단 면	
합성전 고정하중	3923.8	4967.4	4328.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	387.8	1475.7	2265.0	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3875.7	3097.7	3079.2		
DL 활하중	4167.6	3371.0	3338.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4167.6	3371.0	3338.3		
합 계	16361.2	17696.1	17814.1		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	692.8	692.8	692.8	순 단 면	
합성전 고정하중	310.9	386.6	344.0	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	36.6	105.5	208.0	바닥판 합성단면	
DB 활하중	401.6	356.0	284.0		
DL 활하중	412.9	348.5	296.1		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	412.9	356.0	296.1		
합 계	1453.2	1540.8	1540.9		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
자 중		715.642	715.642	715.642	715.642	715.642	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		335.479	431.438	431.438	431.438	369.161	
합성후		27.919	75.288	106.983	154.947	216.713	
ADD		1079.040	1222.368	1254.063	1302.027	1301.516	
좌측편재하	DB1	290.560	202.445	111.819	35.481	9.916	
	DB2	126.321	154.898	157.055	118.172	72.839	
	DB3	18.458	69.454	134.137	194.270	214.665	
	DB12	414.496	356.862	266.855	149.424	61.519	
	DB13	305.132	271.175	243.795	225.516	203.218	
	DB23	143.275	224.088	291.069	312.433	287.355	
	DB123	388.294	383.445	360.757	309.319	248.435	
	DL1	307.654	198.265	113.238	38.486	12.486	
	DL2	136.298	151.165	151.401	115.762	79.424	
	DL3	23.411	70.988	131.253	192.064	225.448	
	DL12	440.750	348.769	261.963	148.638	69.947	
	DL13	325.089	268.012	241.436	224.869	215.599	
	DL23	156.875	221.527	282.268	307.790	304.511	
	DL123	415.237	377.268	353.563	306.597	265.547	
우측편재하	DB1	11.882	46.088	117.427	206.147	273.117	
	DB2	84.030	127.612	158.637	147.804	112.248	
	DB3	232.911	193.932	128.797	58.690	16.046	
	DB12	75.926	170.154	274.113	353.784	383.365	
	DB13	224.280	236.372	243.821	263.735	282.467	
	DB23	316.407	321.417	286.958	205.554	123.596	
	DB123	277.482	327.575	362.205	370.396	355.245	
	DL1	14.900	50.138	118.028	204.518	285.535	
	DL2	91.812	125.134	152.975	144.503	120.336	
	DL3	247.492	189.796	126.689	59.555	20.458	
	DL12	85.662	170.665	268.427	348.801	403.227	
	DL13	240.497	235.156	241.390	262.350	297.478	
	DL23	338.465	314.767	278.953	202.561	134.928	
	DL123	299.069	324.267	354.955	366.161	376.015	
ENV		440.750	383.445	362.205	370.396	403.227	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1519.790	1605.813	1616.268	1672.423	1704.743	

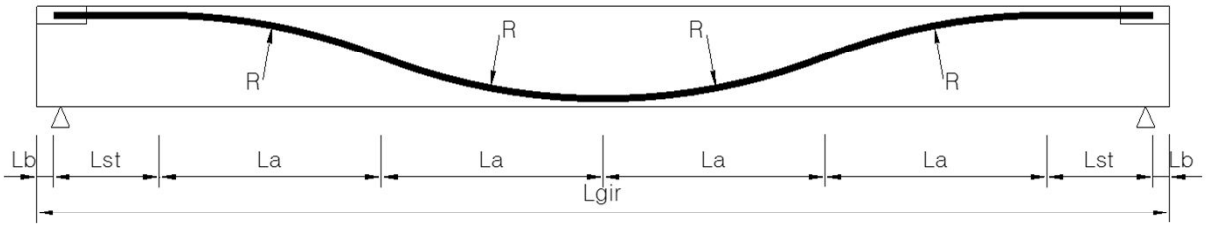
8.3.2 S1 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
자 중		715.642	715.642	715.642	715.642	715.642	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		335.479	431.438	431.438	431.438	369.161	
합성후		30.746	70.869	106.833	147.510	225.891	
ADD		1081.867	1217.949	1253.913	1294.590	1310.694	
좌측편재하	DB1	286.115	207.553	112.754	40.919	10.354	
	DB2	123.791	154.707	157.392	120.090	74.713	
	DB3	17.654	64.851	133.812	190.770	218.374	
	DB12	407.843	362.102	268.139	157.336	63.656	
	DB13	300.217	271.965	244.416	227.986	207.167	
	DB23	139.952	219.257	291.079	310.827	292.915	
	DB123	381.593	383.984	361.619	313.268	253.676	
	DL1	298.091	206.962	114.549	45.396	12.863	
	DL2	131.926	151.743	151.928	117.749	82.245	
	DL3	22.610	65.222	130.741	185.956	232.973	
	DL12	427.242	358.471	263.768	158.382	72.557	
	DL13	315.222	271.271	242.204	226.464	222.857	
	DL23	151.774	216.238	282.285	303.613	314.802	
	DL123	402.422	380.720	354.728	309.820	274.619	
우측편재하	DB1	11.403	40.725	116.965	200.903	277.583	
	DB2	82.103	125.823	158.741	148.106	114.739	
	DB3	229.164	197.395	129.569	63.360	16.817	
	DB12	73.682	162.518	273.722	348.537	390.016	
	DB13	220.287	234.059	244.102	262.978	287.360	
	DB23	310.804	323.162	287.836	210.649	126.819	
	DB123	272.155	323.884	362.550	369.987	361.891	
	DL1	14.481	43.333	117.351	195.711	295.028	
	DL2	88.833	123.332	153.115	144.111	124.528	
	DL3	239.778	195.930	127.834	65.401	21.231	
	DL12	82.802	161.305	267.895	339.198	416.508	
	DL13	233.016	233.847	241.856	259.211	307.182	
	DL23	327.886	319.212	280.229	208.241	139.736	
	DL123	289.656	321.466	355.500	362.983	388.522	
ENV		427.242	383.984	362.550	369.987	416.508	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1509.109	1601.933	1616.463	1664.577	1727.202	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 63.105 m , Lb = 0.48 m , Lst = 1.225 m , La = 11.625 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.371 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.225 + 0.371 × 63.105 = 24.609 m

▷ 마찰손실량 산정

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

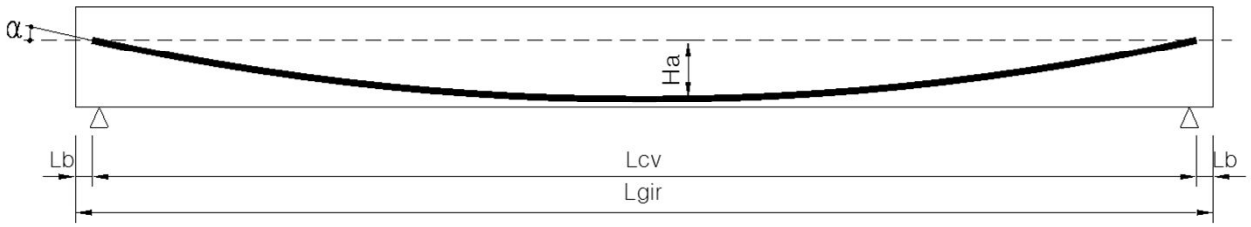
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 232808 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.475 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 213388 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 48.950 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

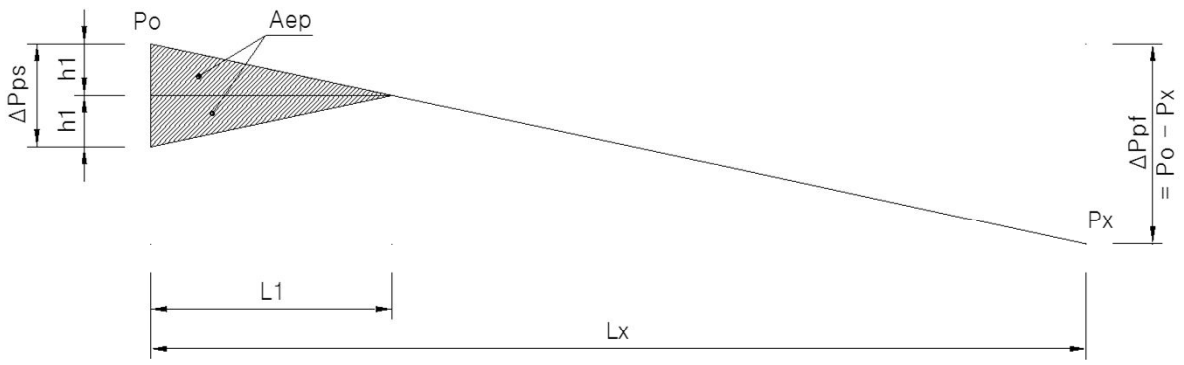
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	0.002713	0.13202	49.093	24.547	0.250	0.005	490336
T3	1.125	0.001878	0.09167	49.019	24.509	0.250	0.005	460293
T4	0.625	0.001043	0.05103	48.971	24.486	0.250	0.005	429916
T5	0.125	0.000209	0.01021	48.951	24.475	0.250	0.005	399302

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	24.475	4359	1508400	18.602	162180	0
C2	24.475	4359	1508400	18.602	162180	0
T1	24.609	9460	1165080	11.097	209973	0
T2	24.547	19976	2829480	11.902	475481	0
T3	24.509	18780	2829480	12.274	461035	0
T4	24.486	17558	2829480	12.695	445779	0
T5	24.475	16314	2829480	13.169	429704	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T5, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $f_{cir} = \varepsilon_c \cdot E_{ci}$, $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt}$, $\varepsilon_c = \varepsilon_p$

▶ $\Delta f_{pe} = \varepsilon_p \cdot E_{pt} = (E_{pt}/E_{ci}) \cdot f_{cir} = n \cdot f_{cir}$

$f_{cir} = \Sigma f_{psi} + f_{sw} / N$

$(E_{pt} / E_{ci}) = n$

$f_{sw} = M_{sw} \cdot e / I_{net}$

Σf_{psi} =
- ①강선 경우 : $f_{ps2} + f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
- ②강선 경우 : $f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN}$
- ③강선 경우 : $f_{ps4} \cdots f_{psN}$
- …
- ⓝ강선 경우 : 0

$f_{psi} = P_r / A_{net} + P_r \cdot e^2 / I_{net}$

- 긴장회수(N) = 4 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 28066 Mpa
- 탄성계수비(n) = 7.125963
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : A_{net} = 0.96176 m^2 , I_{net} = 0.70639 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 7882000 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3400000	-490336	0	2909664	-0.921689	4
T3	3400000	-460293	0	2939707	-0.921689	1
T4	3400000	-429916	0	2970084	-0.921689	2
T5	3400000	-399302	0	3000698	-0.921689	3

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.592	19.913	-2.571	17.342	123.579	291.388
T4	6.660	13.253	-2.571	10.682	76.120	179.484
T5	6.729	6.525	-2.571	3.954	28.175	66.435
T2	6.525	0.000	-2.571	-2.571	-18.321	-43.200
Σ	26.505	39.691	-10.284	29.407	209.554	494.107

Δfpe의 평균치 : 52.388 MPa

ΔPpe의 평균치 : 123.527 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	106694	0	0	-493306	1.22831	-605933
C2	-600000	106694	0	0	-493306	1.22831	-605933
PS강봉 소계(압축)					-986612	1.22831	-1211866
T1	1200000	-232808	0	0	967192	-0.93169	-901122
T2	3400000	-490336	0	43200	2952864	-0.92169	-2721624
T3	3400000	-460293	0	-291388	2648320	-0.92169	-2440928
T4	3400000	-429916	0	-179484	2790600	-0.92169	-2572066
T5	3400000	-399302	0	-66435	2934263	-0.92169	-2704478
PS강연선 소계(인장)					12293238	-0.92269	-11340218

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	3923.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	387.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	4167.60	
군중하중		gj	-	-	0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
fsw	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \ MPa$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \ MPa$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
fps	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3923.80}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
fbl	MPa	-	-	6.937	-5.000	42.091	-29.212	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{387.80}{1.49957} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
fal	MPa	0.273	0.218	0.245	-0.375	1.419	-2.288	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4167.6 + 0}{1.49957} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
fll	MPa	2.939	2.346	2.635	-4.035	15.250	-24.592	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0104 = -378.65$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.4857} + n \cdot \frac{502.7}{1.4996} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
fsh	MPa	0.128	0.056	0.063	-0.742	0.141	4.665	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.88 - 7 \times 4.73 = 181.433$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 28.17 + -10.30 = 17.88$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.38 + -0.34 = -4.73$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \quad -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \quad -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3924}{0.78891} \quad -0.881 = -4.383 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{388}{1.49957} \quad -1.328 = -0.343 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -181.433 \times 0.0104 = -1887.358$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1887.358}{1.4857} + n \cdot \frac{2505.731}{1.4996} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
fcr	MPa	0.637	0.280	0.314	-3.696	0.702	23.253	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 392.45\ +\ 42.09\ +\ 1.42\ ) \times\ 0.03\ =\ 13.079\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.079 \times 0.0025 = -32.880\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-32.880}{1.4857} + n \cdot \frac{-27.070}{1.4996} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
frgb	MPa	-0.039	-0.035	-0.039	0.004	-0.247	0.012	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

구분	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	181.433	7.323
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	181.433	7.719
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	181.433	22.801
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	181.433	18.957
T5	0.002358	169.3467	-28.175	36.400	181.433	15.072
∑	0.010403	994.630	-209.554	182.000	907.165	71.873
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	181.433	14.375

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.375 \times 0.0104 = -149.53\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-149.53}{1.4857} + n \cdot \frac{198.52}{1.4996} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
frgs	MPa	0.050	0.022	0.025	-0.293	0.056	1.842	

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4967.40	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	1475.70	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	3371.00	
군중하중		gj	-	-	0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
fsw	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \ MPa$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \ MPa$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
fps	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4967.40}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
fbl	MPa	-	-	8.782	-6.330	53.286	-36.982	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1475.70}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fal	MPa	0.920	0.724	0.813	-1.396	4.653	-8.544	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3371 + 0}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fll	MPa	2.102	1.653	1.858	-3.189	10.629	-19.517	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0104 = -378.65$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5819} + n \cdot \frac{502.7}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fsh	MPa	0.100	0.034	0.038	-0.715	-0.010	4.506	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.88 - 7 \times 6.77 = 167.121$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 28 + -10.30 = 17.88$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.55 + -1.22 = -6.77$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \quad -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \quad -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4967}{0.78891} \quad -0.881 = -5.549 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1476}{1.60306} \quad -1.328 = -1.222 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -167.121 \times 0.0104 = -1738.480$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1738.480}{1.5819} + n \cdot \frac{2308.074}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fcr	MPa	0.461	0.154	0.173	-3.283	-0.047	20.688	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 392.45\ + 53.29 + 4.65\ ) \times 0.03 = 13.512\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.512 \times 0.0025 = -33.968\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-33.968}{1.5819} + n \cdot \frac{-27.966}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
frgb	MPa	-0.037	-0.033	-0.037	0.005	-0.231	0.019	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

구분	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	167.121	8.039
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	167.121	8.435
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	167.121	23.517
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	167.121	19.673
T5	0.002358	169.347	-28.175	36.400	167.121	15.787
∑	0.010403	994.630	-209.554	182.000	835.607	75.451
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	167.121	15.090

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.090 \times 0.0104 = -156.98\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-156.98}{1.5819} + n \cdot \frac{208.41}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
frgs	MPa	0.042	0.014	0.016	-0.296	-0.004	1.868	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4328.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	2265.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	3338.30	
군중하중		gj	-	-	0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
fsw	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \ MPa$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \ MPa$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
fps	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4328.80}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
fbl	MPa	-	-	7.653	-5.516	46.435	-32.227	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2265.00}{1.55293} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
fal	MPa	1.499	1.188	1.334	-2.166	7.678	-13.232	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3338.3 + 0}{1.55293} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
fll	MPa	2.209	1.750	1.967	-3.193	11.316	-19.502	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0104 = -378.65$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5338} + n \cdot \frac{502.7}{1.5529} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
fsh	MPa	0.113	0.044	0.049	-0.728	0.059	4.582	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.88 - 7 \times 6.77 = 167.115$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 28.17 + -10.30 = 17.88$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.84 + -1.94 = -6.77$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \quad -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \quad -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4329}{0.78891} \quad -0.881 = -4.835 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2265}{1.55293} \quad -1.328 = -1.936 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -167.115 \times 0.0104 = -1738.412$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1738.412}{1.5338} + n \cdot \frac{2307.985}{1.5529} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
fcr	MPa	0.519	0.201	0.226	-3.341	0.269	21.037	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 392.45\ + 46.44 + 7.68\ ) \times 0.03 = 13.397\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.397 \times 0.0025 = -33.680\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-33.680}{1.5338} + n \cdot \frac{-27.728}{1.5529} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
frgb	MPa	-0.038	-0.034	-0.038	0.005	-0.240	0.016	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

구분	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	167.115	8.039
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	167.115	8.435
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	167.115	23.517
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	167.115	19.673
T5	0.002358	169.347	-28.175	36.400	167.115	15.788
∑	0.010403	994.630	-209.554	182.000	835.574	75.453
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	167.115	15.091

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.091 \times 0.0104 = -156.98\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-156.98}{1.5338} + n \cdot \frac{208.41}{1.5529} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
frgs	MPa	0.047	0.018	0.020	-0.302	0.024	1.900	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.804**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
		-	-	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	-	-	6.937	-5.000	42.091	-29.212	
4	fal	0.273	0.218	0.245	-0.375	1.419	-2.288	
5	fll	2.939	2.346	2.635	-4.035	15.250	-24.592	
6	fsh	0.128	0.056	0.063	-0.742	0.141	4.665	
7	fcr	0.637	0.280	0.314	-3.696	0.702	23.253	
8	frgb	-0.039	-0.035	-0.039	0.004	-0.247	0.012	
9	frgs	0.050	0.022	0.025	-0.293	0.056	1.842	
계		3.989	2.887	13.010	4.560	451.860	-1208.079	
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	17
P_{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	±2934.263
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	±0.0024
fps	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	±1244.439
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~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.815**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
		-	**-**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	-	-	8.782	-6.330	53.286	-36.982	
4	fal	0.920	0.724	0.813	-1.396	4.653	-8.544	
5	fll	2.102	1.653	1.858	-3.189	10.629	-19.517	
6	fsh	0.100	0.034	0.038	-0.715	-0.010	4.506	
7	fcr	0.461	0.154	0.173	-3.283	-0.047	20.688	
8	frgb	-0.037	-0.033	-0.037	0.005	-0.231	0.019	
9	frgs	0.042	0.014	0.016	-0.296	-0.004	1.868	
계		3.590	2.545	14.471	3.492	460.722	-1219.720	
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	17
P_{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	2934.263
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00236
fps	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	1244.439
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 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.815**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
		-	**-**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**	
3	fbl	-	-	7.653	-5.516	46.435	-32.227	
4	fal	1.499	1.188	1.334	-2.166	7.678	-13.232	
5	fll	2.209	1.750	1.967	-3.193	11.316	-19.502	
6	fsh	0.113	0.044	0.049	-0.728	0.059	4.582	
7	fcr	0.519	0.201	0.226	-3.341	0.269	21.037	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.038	0.005	-0.240	0.016	
9	frgs	0.047	0.018	0.020	-0.302	0.024	1.900	
계		4.349	3.167	14.041	3.456	457.989	-1219.184	
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	17
P_{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	2934.263
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00236
fps	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	1244.439
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	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	3923.80	30008	0.7889	41.45
합성후 고정하중	387.80	30008	1.4996	2.16
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.4996	12.85
활하중	4167.60	30008	1.4996	23.16

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4967.40	30008	0.7889	52.48
합성후 고정하중	1475.70	30008	1.6031	7.67
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.4996	12.85
활하중	3371.00	30008	1.4996	18.74

(3) G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4328.80	30008	0.7889	45.73
합성후 고정하중	2265.00	30008	1.5529	12.16
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.4996	12.85
활하중	3338.30	30008	1.4996	18.55

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.469$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 262.549 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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 661 일 < 1500 일

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

= 1.469 ×2.425 ×0.482 = 1.717

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

= 1.717 × 0.47 = 0.807

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.219

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 262.549

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

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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 661 일 < 1500 일

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

= 1.219 ×2.425 ×0.391 = 1.156

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

= 1.156 × 0.98 = 1.133

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.807)

= 0.807 × (93.00 + -148.10) = -44.47 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.133)

= 1.133 × (93.00 + 41.45 + 2.16 + -135.25)

= 1.54 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b × (δ_{do} + δ_{ps}) (Φ_b = 0.807)

= 0.807 × (93.00 + -148.10) = -44.47 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t ×(δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe}) (Φ_t = 1.133)

= 1.133 × (93.00 + 52.48 + 7.67 + -135.25)

= 20.29 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-55.10	-55.10	-55.10	δ_{do}+δ_{ps}
바닥판 타설 전	-99.57	-99.57	-99.57	
바닥판 타설 후	-58.11	-47.09	-53.84	δ_{do}+δ_{ps}+δ_{d1}+$\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-41.56	-6.28	-27.28	δ_{do}+δ_{d1}+δ_{d2}+δ_{pe}+$\delta_{\Phi 1}$+$\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	23.16	18.74	18.55	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

δ_v = 23.16 < δ_a = 61.25 ---------- **O.K**

(2) G2~G4 거더

δ_v = 18.74 < δ_a = 61.25 ---------- **O.K**

(3) G5 거더

δ_v = 18.55 < δ_a = 61.25 ---------- **O.K**

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 24812020.0 N·m

2) 단면 제원

b = 2500.0 mm (압축 플랜지의 폭)

dp = 2515.9 mm

Ap1 = 0.010403 m^2 = 10403 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) = 0.001654

rp2 = 0.55 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β2 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp2 = Ap / (b × dp) = 0.000400

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)] = 1827.8 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 331.4 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 331.4 mm ---------- **플랜지단면**

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.112

qp (=0.112) < 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)] = 36119.83 kN·m

Φ·Mn (=36119.83) > Mu (=24812.02) ---------- **O.K**

8) 균열 모멘트 검토

1.2·Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -31328.429 kN·m

fpe = 24.407 MPa

fd = Md1 / Zbo = -11.679 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.675 m^3

1.2·Mcr (=-31328.42 < Φ·Mn (=36119.83) ---------- **O.K**

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토

14.1.1 G1 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	692.83	5.13
합성전	310.88	1.25
합성후	36.57	18.05
활하중	412.90	33.84

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2240.1 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) = 18600.7 kN·m

fpe = 24.407 MPa

fd = Md1 / Zbo = 0.008 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.675 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 97.85 kN·m

d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

893.75 mm < 0.8 × H = 1920 mm ∴ d = 1920.00 mm

Vd = 692.83 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1339.42 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 255804.19 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1360.03 kN

∴ Vci = 255804.19 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10125272 N = 10125.27 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10345587 / 961764 = 10.757 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9358975 × 0.2512 = 2351286.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10125.3 kN

3) øVc = 0.80 × 10125.3 = 8100.2 kN

1/2 øVc = 4,050.109 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1800mm) 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**

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

= (2240.1 - 8100.2) × 200

/ (0.80 × 300 × 1920.00)

= - 2,543.45 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 186.67 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 186.67 mm^2

Avuse = **D16** × 2 EA = 397.2 mm^2 ---------- **O.K**

14.2 수직 전단 검토 (0.45m ~ 4.95m)

14.2.1 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	664.94	368.25
합성전	304.12	167.88
합성후	35.56	37.88
활하중	404.69	205.42

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2176.1 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) = 18237.5 kN·m

fpe = 24.407 MPa

fd = Md1 / Zbo = 0.546 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.675 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 709.14 kN·m

d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

893.75 mm < 0.8 × H = 1920 mm ∴ d = 1920.00 mm

Vd = 664.94 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1311.67 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 34519.57 kN > 0.14 √fck × bw × d = 340.01 kN

∴ Vci = 34519.57 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4294783.00 N = 4294.78 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10345587 / 961764 = 10.757 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9358975 × 0.2512 = 2351286.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4294.8 kN

3) øVc = 0.80 × 4294.8 = 3435.8 kN

1/2 øVc = 1,717.913 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1800mm) 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 (4.95m ~ 중앙부)

14.3.1 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	387.52	4918.60
합성전	194.03	2397.10
합성후	19.41	283.87
활하중	290.30	2715.00

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1405.4 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) = 13687.2 kN·m

fpe = 24.407 MPa

fd = Md1 / Zbo = 7.288 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.6749 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 9322.51 kN·m

d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

893.75 mm < 0.8 × H = 1920 mm ∴ d = 1920.00 mm

Vd = 387.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 901.62 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1832.69 kN > 0.14 √fck × bw × d = 340.01 kN

∴ Vci = 1832.69 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4294783.00 N = 4294.78 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10345587 / 961764 = 10.757 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9358975 × 0.2512 = 2351286.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1832.7 kN

3) øVc = 0.80 × 1832.7 = 1466.2 kN

1/2 øVc = 733.078 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

= (1405.4 - 1466.2) × 400

/ (0.80 × 300 × 1920.00)

= - 52.75 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

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

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.081$$

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

$v_t = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58725 / (2.5 \times 0.80)$

$= 0.059$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.208$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 870000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.208 \times 870000 = 180960$ N

$v_s = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 180960 / (2.5 \times 0.80)$

$= 0.181$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$v_d = 1040.3 \times 1000 / (0.800 \times 2.112) = 0.616$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.640 - 0.875 = 1.765 m ≤ 0.8 x 2.6 = 2.112 m

dp = 2.112 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

v_l = 412.9 x 1000 /{ 0.800 x 2.112) = 0.244 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.640 - 0.875 = 1.765 m ≤ 0.8 x 2.6 = 2.112 m

dp = 2.112 m

5) 하중 조합

① 1.3 x v_d + 2.15 x v_l

= 1.3 x 0.616 + 2.15 x 0.244

= 1.325 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x v_d + 1.3 x v_l + 1.3 x v_t

= 1.3 x(0.616 + 0.244 + 0.059)

= 1.195 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(v_t + v_s)

= 1.3 x(0.059 + 0.181)

= 0.312 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 **16** x **2** ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

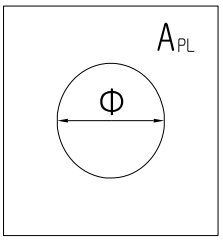
- 사용 철근량 Use Av = D **16** x **2** ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

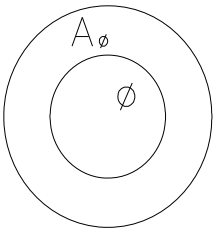
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/17연선	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	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,400,000	2,952,864	2,372,646
T3	3,400,000	2,648,320	2,127,942
T4	3,400,000	2,790,600	2,242,265
T5	3,400,000	2,934,263	2,357,699

* 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	35.6	35.2	35.2
T5	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1

- 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	35.2	**O.K**
T5	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	**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	15.2/17연선	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	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7

- 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	2,952,864	0.115	25.7	31.7	**O.K**
T3	15.2/17연선	2,648,320	0.115	23.0	31.7	**O.K**
T4	15.2/17연선	2,790,600	0.115	24.3	31.7	**O.K**
T5	15.2/17연선	2,934,263	0.115	25.5	31.7	**O.K**

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 2400 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.131096267

∑Po (도입긴장력) = 13600000 N

1) 파열력 산정

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

= 0.25 × 13600000 × { 1 - (945 / 2400) }

+ 0.5 × 13600000 × sin 0.13110

= 2952704.6 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2952704.62 / (0.8 × 300.0) = 14763.5 mm^2

e = 2400 / 2 - (250 x 4 + 500 x 2 + 500 x 1) / 4

= 575 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.13110

= 0.5 × (2400 - 2 × 57.50) + 5 × 57.50 × sin 0.13110

= 1143.2 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 300mm를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 1143.2 = 2858 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 16 (A= 198.6 mm^2) - 6 ea × 14 layer = 16682.4 mm^2

---------- **O.K**

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 2952704.620 = 59054.092 N

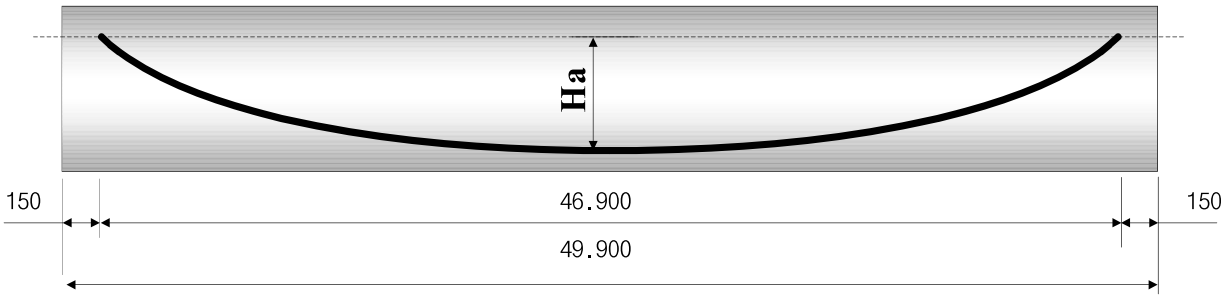
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 59054.092 / 180 = 328.078 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	48.950	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	48.950	0.00000
T1	0.000971	200000	2.160	49.217	0.37055
T2	0.002358	200000	1.625	49.093	0.13202
T3	0.002358	200000	1.125	49.019	0.09167
T4	0.002358	200000	0.625	48.971	0.05103
T5	0.002358	200000	0.125	48.951	0.01021

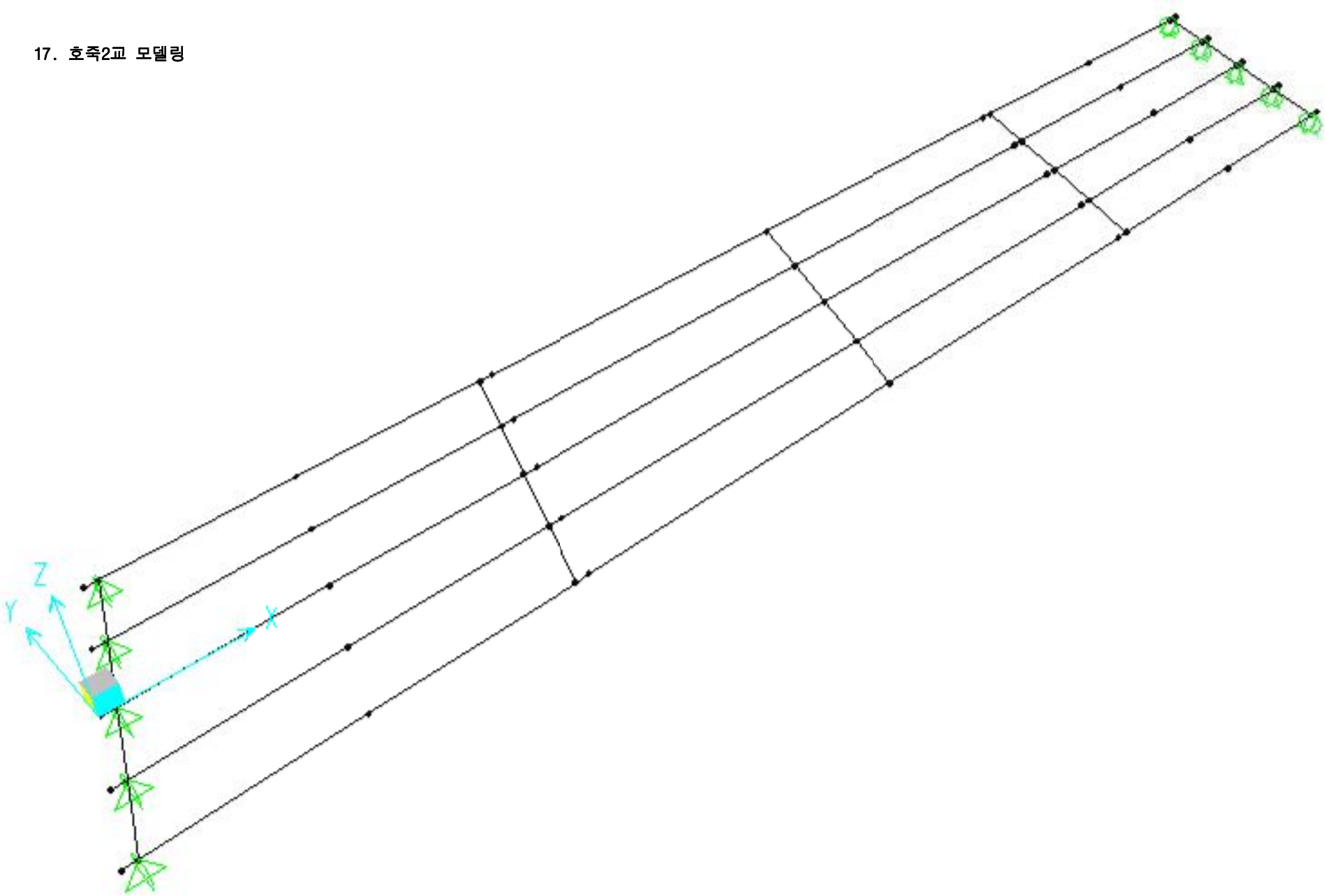
16.2 PS 강재의 신장률

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet) / 2 × Lps / (Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	5	-600.00	-493.31	48.950	-106.439
C2	5	-600.00	-493.31	48.950	-106.439
T1	5	1200.00	967.19	49.217	274.650
T2	4	3400.00	2952.86	49.093	330.680
T3	1	3400.00	2648.32	49.019	314.349
T4	2	3400.00	2790.60	48.971	321.432
T5	3	3400.00	2934.26	48.951	328.754

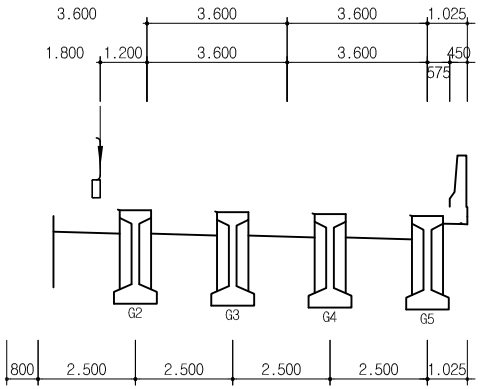
17. 호죽2교 모델링



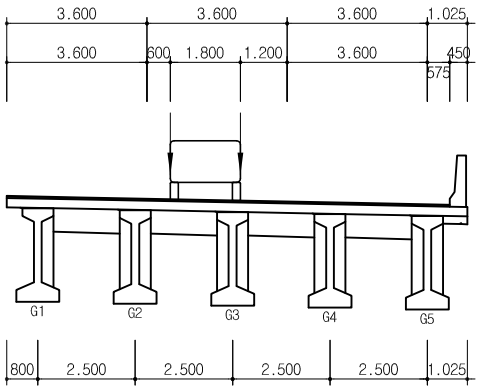
18. 활하중 재하도

(1) DB하중

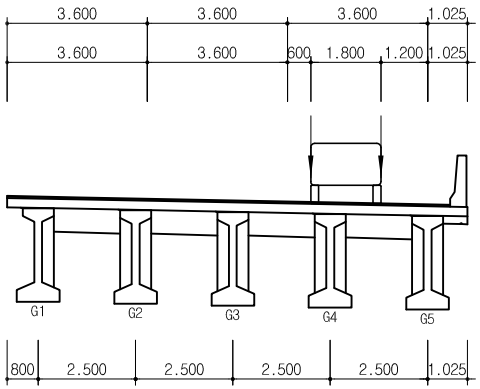
DB1



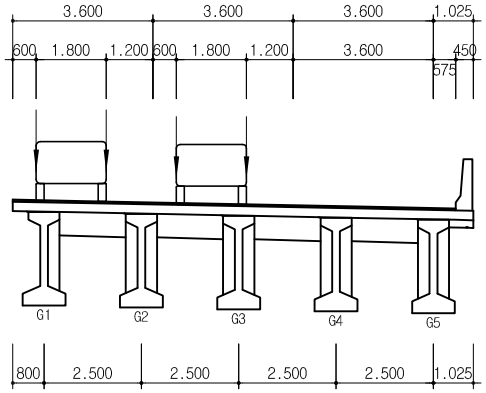
DB2



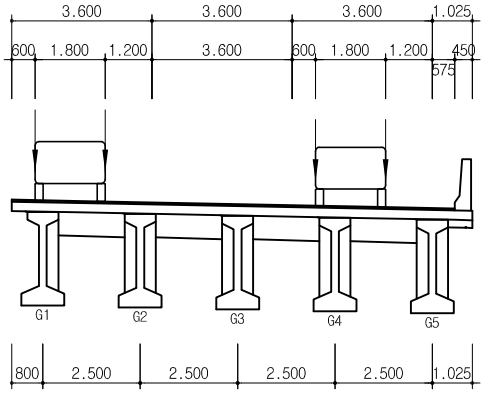
DB3



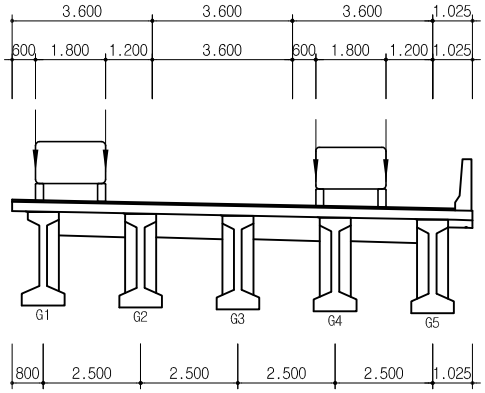
DB12



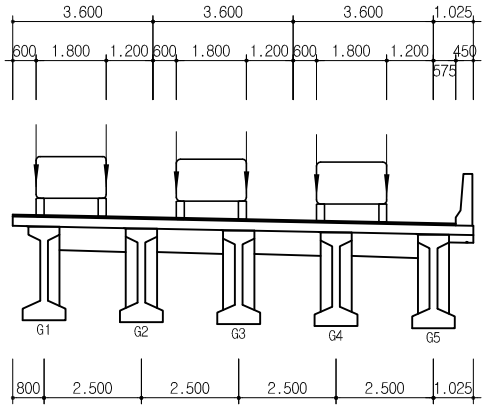
DB13



DB23

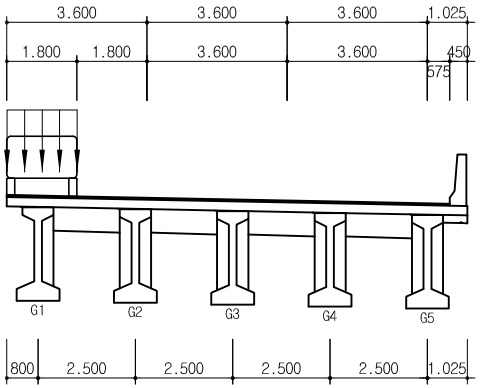


DB123

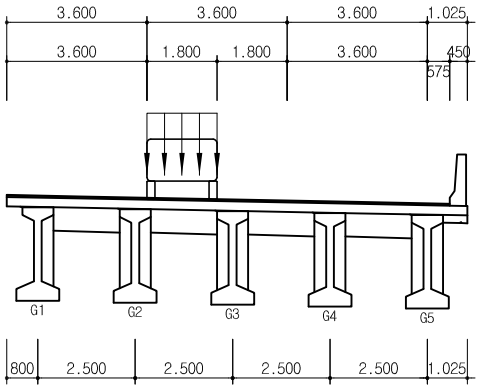


(2) DL하중

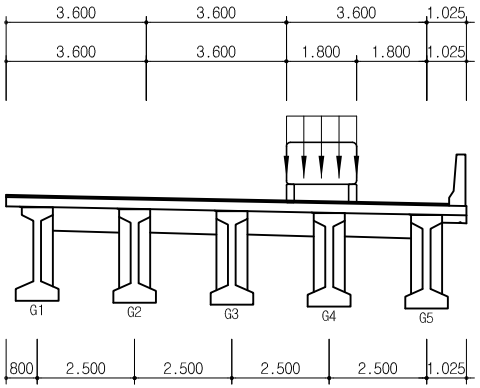
DL1



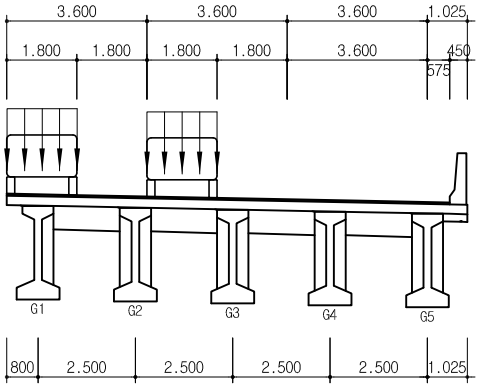
DL2



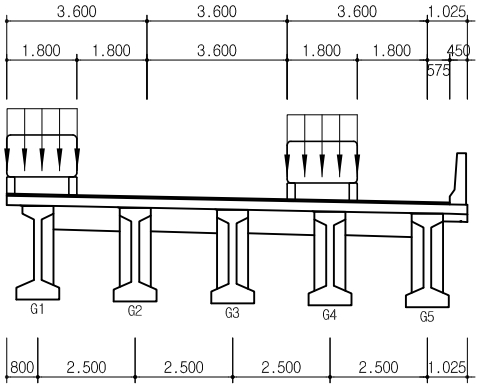
DL3



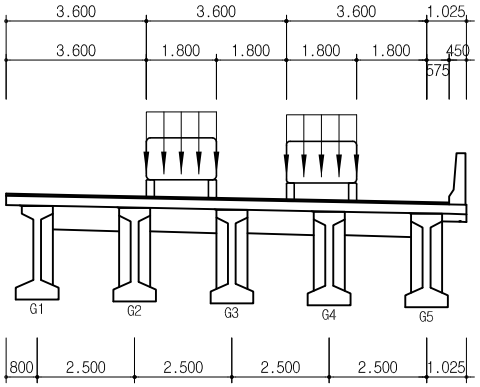
DL12



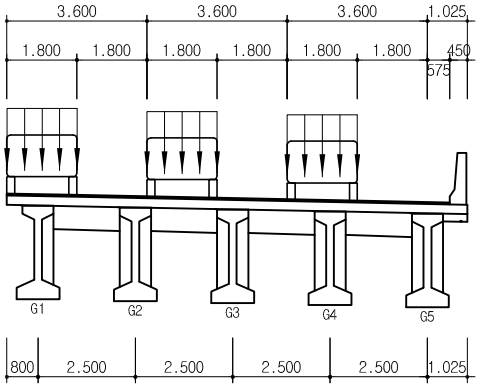
DL13



DL23



DL123



17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 49.000 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 × 49.000 = 0.0196 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 49 = 0.005 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 49 = 0.010 m

(4) 신축 여유량

(20 + 4.90 + 9.80) × 20 % + 10.0 = 16.9 mm

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

∴ 19.6 + 4.9 + 9.8 + 16.9 = 51.2 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	19.6	4.9	9.8	16.9	51.2	50.0

* 지진시 여유량을 고려하여 NO-50을 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 × 49.000 = 0.0196 m

(2) 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 49 = 0.005 m

(3) creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 49 = 0.010 m

(4) 신축 여유량

(20 + 4.90 + 9.80) × 20 % + 10.0 = 16.9 mm

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

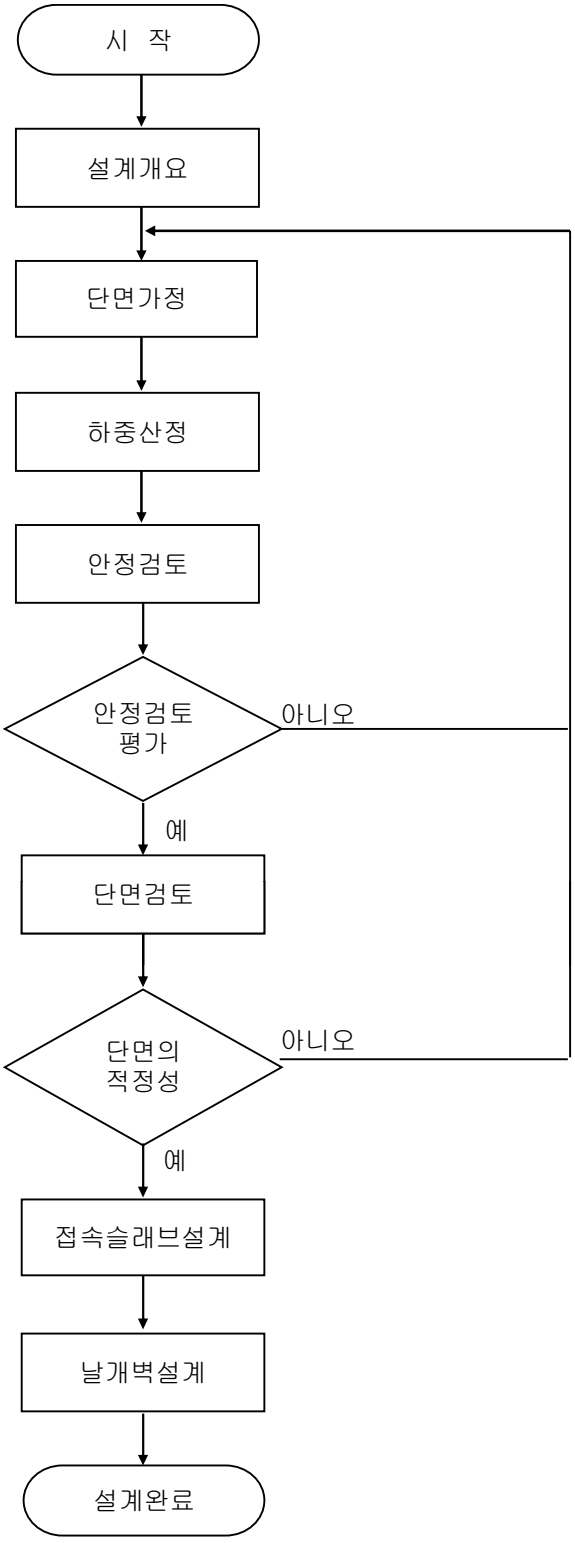
∴ 19.6 + 4.9 + 9.8 + 16.9 = 51.2 mm

(단위:mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	19.6	4.9	9.8	16.9	51.2	50.0

시점 교대(옥산방향)

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
평가
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

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) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1586	707.042	O.K
	허용인발력(kN/EA)	232.19	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	135.445	O.K
	전단응력(MPa)	80	16.516	O.K
	수평변위(mm)	15	13.034	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1073.15	O.K
	허용인발력(kN/EA)	348.285	-188.562	O.K
	휨응력(MPa)	210	166.145	O.K
	전단응력(MPa)	120	25.161	O.K
	수평변위(mm)	15	11.189	O.K

■ 단면 휨 설계

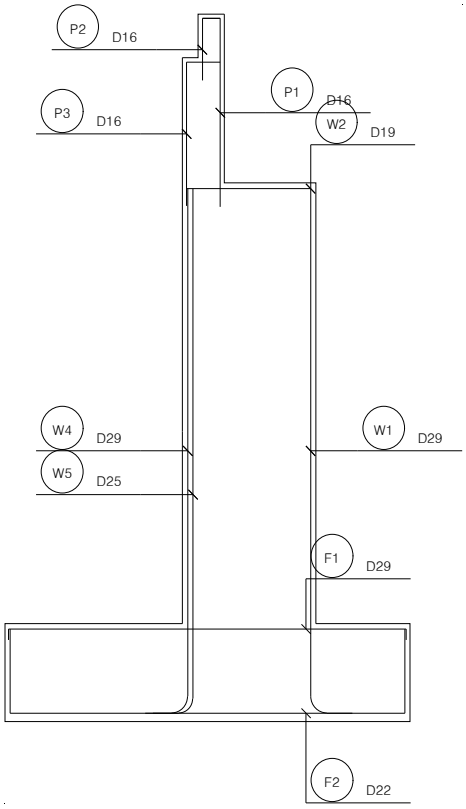
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (㎟)	사용철근량 (㎟)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1800	150	2510.39	3096.8	1044.43	1284.997	1.23	O.K
후면저판		1800	100	4383.32	5139.2	1864.144	2178.322	1.169	O.K
벽체 (H=11.201)		2550	100	5232.49	7166	3179.924	4328.991	1.361	O.K
흉벽		800	80	967.834	1588.8	175.938	286.971	1.631	O.K
좌측날개벽	A(T=610 mm)	610	80	3126.46	4053.6	404.213	517.035	1.279	O.K
	B(T=610 mm)	610	80	2753.18	3096.8	357.88	400.551	1.119	O.K
	C(T=610 mm)	610	80	3854.37	5139.2	493.063	645.042	1.308	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	294.627	1588.8	27.635	145.17	5.253	O.K
	A(T=650 mm)	650	80	2973.72	4053.6	415.649	558.381	1.343	O.K
	화부(T=450	450	80	1426.67	4053.6	130.79	351.648	2.689	O.K
	B(T=650 mm)	650	80	2514.33	3096.8	353.605	432.138	1.222	O.K
	C(T=650 mm)	650	80	3467	4053.6	481.391	558.381	1.16	O.K

■ 사용성 검토

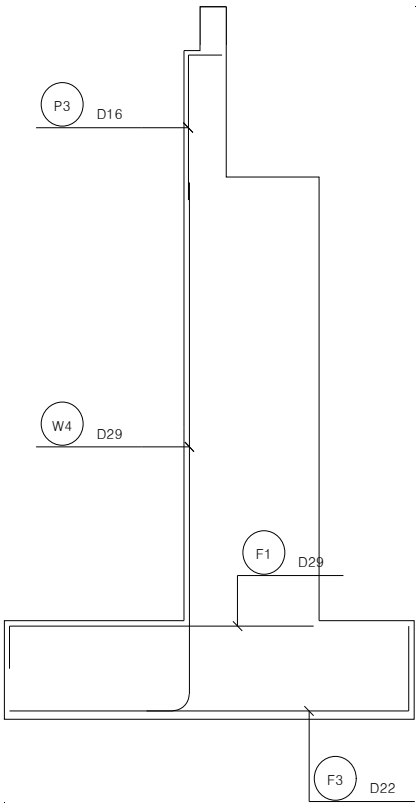
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		136.609	150	125	228.965	O.K
후면저판		127.678	150	125	403.034	O.K
벽체 (H=11.201)		70.678	150	125	891.363	O.K
흉벽		95.601	150	125	643.733	O.K
좌측날개벽	A(T=610 mm)	121.979	150	125	476.855	O.K
	B(T=610 mm)	139.822	150	125	390.716	O.K
	C(T=610 mm)	118.612	150	125	500.178	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	29.809	150	125	2113.455	O.K
	A(T=650 mm)	116.27	150	125	508.555	O.K
	화부(T=450	57.472	150	125	1096.184	O.K
	B(T=650 mm)	128.101	150	125	442.25	O.K
	C(T=650 mm)	134.66	150	125	416.058	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

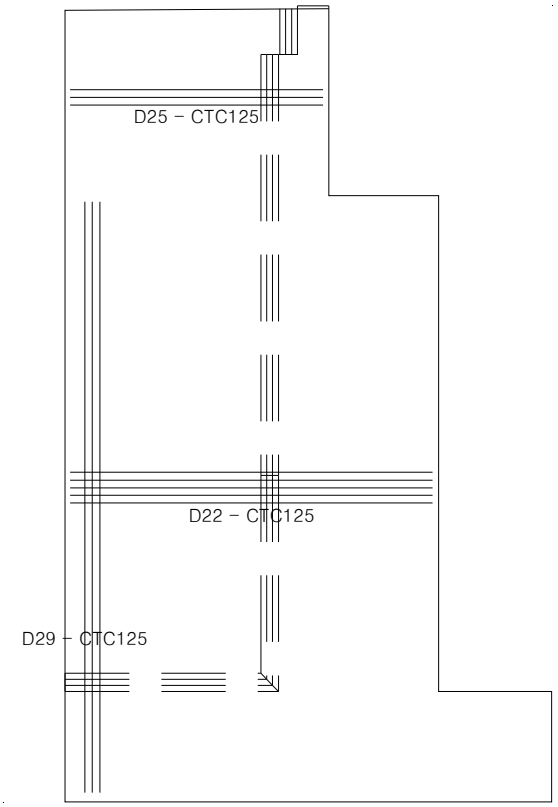


- ② Cycle (CTC = 250)

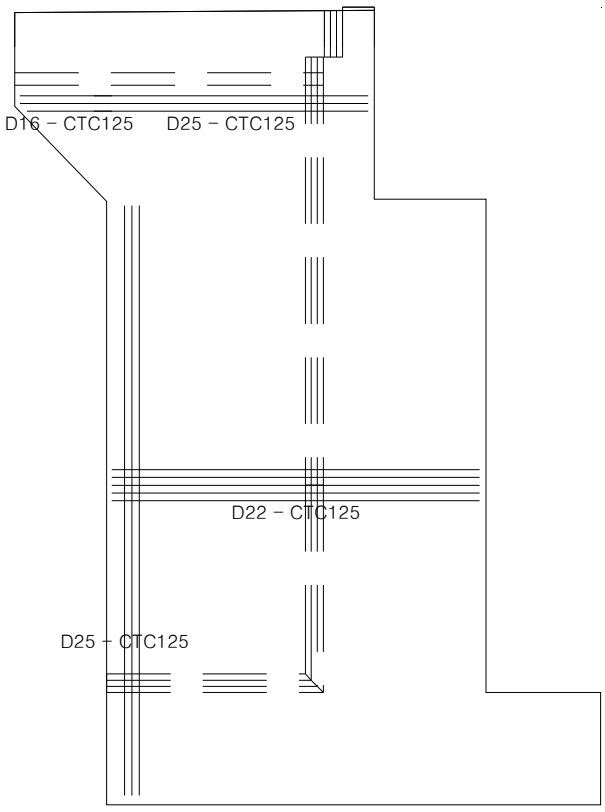


▣ 주철근 조립도

- 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 = 13.254 m
(5) 교 대 총높이 : H = 13.001 m
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 70.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 491.594 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 146.268 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

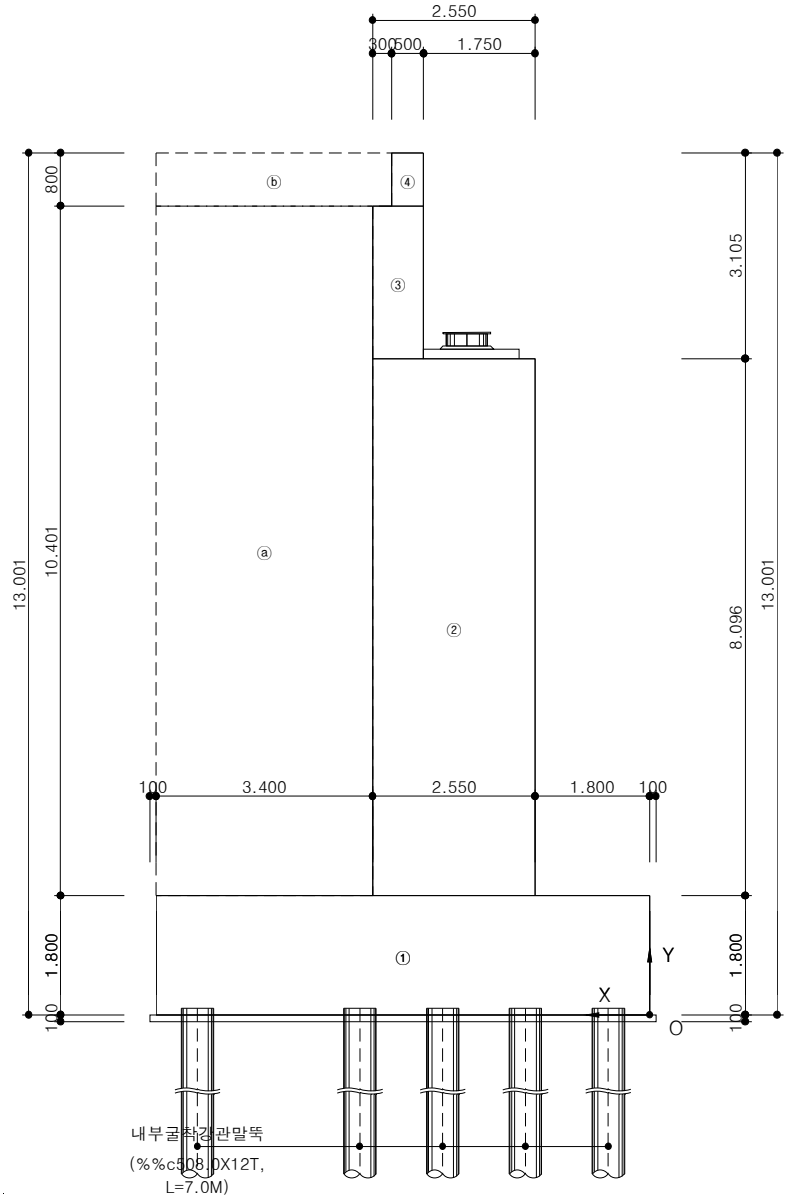
(1) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)

(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)

(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)

(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	1301.502	1302.294	1293.475	1307.874	1310.610	6515.755
활하중	421.963	378.555	365.572	374.041	398.555	1938.686

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	240.518	240.664	239.034	241.695	242.201	1204.112
직각방향	240.518	240.664	239.034	241.695	242.201	1204.112

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	7.750 × 1.800	= 13.950	25.000	348.750	26.854
	②	2.550 × 8.096	= 20.644	25.000	516.092	39.739
	③	0.800 × 2.305	= 1.844	25.000	46.102	3.550
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 36.838		920.944	70.913
뒷채움재	ⓐ	3.400 × 10.401	= 35.362	20.000	707.245	54.458
	ⓑ	3.700 × 0.800	= 2.960	20.000	59.200	4.558
	소계		= 38.322		766.445	59.016
총 계					1687.389	129.929

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	3.875	0.900	1351.406	24.168
	②	3.075	5.848	1586.981	232.385
	③	3.950	11.048	182.103	39.219
	④	3.800	12.601	38.000	9.703
	소 계			3158.491	305.475
뒷채움재	ⓐ	6.050	7.000	4278.832	381.223
	ⓑ	5.900	12.601	349.280	57.439
	소 계			4628.112	438.662
총 계				7786.603	744.137

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 3158.491 / 920.944 = 3.430 m
  Y = 305.475 / 70.913 = 4.308 m
- 뒷채움재 : X = 4628.112 / 766.445 = 6.038 m
  Y = 438.662 / 59.016 = 7.433 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)

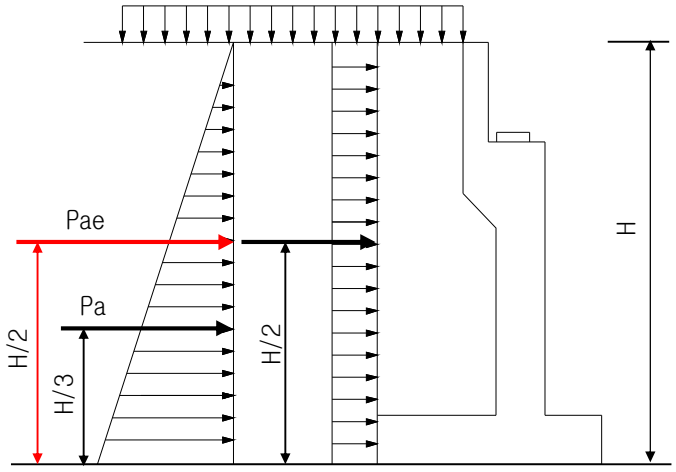
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 13.001 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 13.001² x cos(0.000)

= 458.037 kN

y = H / 3 = 4.334 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 13.001 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 13.001² x cos(0.000)

= 530.714 kN

y = H / 2 = 6.500 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 11.201 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 11.201² x cos(11.667 + 0.000)

= 308.386 kN

y = H / 3 = 3.734 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 11.201 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 11.201² x cos(0.000 + 0.000)

= 393.928 kN

y = H / 2 = 5.600 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 6515.755 ÷ (12.455 / sin70.000) = 491.594 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 1938.686 ÷ (12.455 / sin70.000) = 146.268 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

③ 고정단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Ff = ∑H ÷ (12.455 / sin70.0)

= 90.847 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1204.112 kN 임. 『지진하중 집계표』참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.700 = 37.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 13.001 m)

  Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

  = 0.271 x 10.000 x 13.001 x cos0.000

  = 35.232 kN

  y = H / 2 = 6.500 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 11.201 m)

  Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

  = 0.251 x 10.000 x 11.201 x cos11.667

  = 27.533 kN

  y = H / 2 = 5.600 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	920.944	-	3.430	4.308	3158.492	-
2. 교대구체(지진시	920.944	70.913	3.430	4.308	3158.492	305.477
3. 뒷채움재(평상시	766.445	-	6.038	7.433	4628.112	-
4. 뒷채움재(지진시	766.445	59.016	6.038	7.433	4628.112	438.660
5. 배면토압(평상시	-	458.037	-	4.334	-	1984.928
6. 배면토압(지진시	-	530.714	-	6.500	-	3449.816
7. 뒷채움 상재하중	37.000	35.232	5.900	6.500	218.300	229.020
8. 상부 고정하중	491.594	-	2.871	-	1411.366	-
9. 상부활하중	146.268	-	2.871	-	419.935	-
10. 상부관성력	-	90.847	-	10.296	-	935.320

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)	1724.389	493.269	8004.904	2213.948
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1687.389	458.037	7786.604	1984.928
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1687.389	660.643	7786.604	4193.953
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2362.251	493.269	9836.205	2213.948
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	2178.983	458.037	9197.970	1984.928
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2178.983	751.490	9197.970	5129.273

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

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

e = 말뚝도심(= 3.241) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.65	12	7.8	-
2 열	1.95	12	23.4	-
3 열	3.25	9	29.25	-
4 열	4.55	9	40.95	-
5 열	7.1	9	63.9	-
계	-	51	165.3	3.241

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	22855.052	6537.787	-0.117	-2674.041
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	22364.654	6070.822	-0.197	-4405.837
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	22364.654	8756.162	1.112	24869.495
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	31309.275	6537.787	0.014	438.330
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	28880.241	6070.822	-0.069	-1992.737
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	28880.241	9960.248	1.374	39681.451

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

각 작용력은 교대의 전폭 13.254 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.

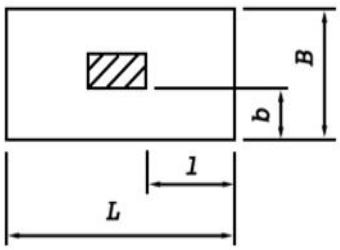
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 229116.124 x 51 / (13.254 x 7.750) = 113753.878 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 13.254 m)
B : 확대기초의 폭 (= 7.750 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 51 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 113753.878) / (26986000.000 x 1.800³)] = 0.216 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 3.400) = 3.400
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.875, 뒷굽기준으로 검토

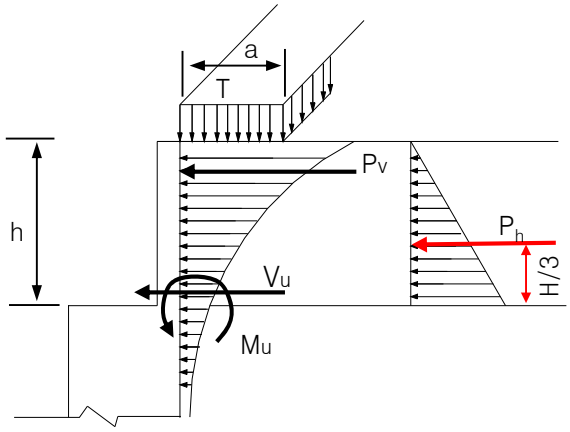


$\beta\lambda$ = 0.216 x 3.400 = 0.734 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (3.105 - 0.36) = 78.962 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 3.105^2 x cos11.667 = 23.701 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.105 x 23.701 = 24.531 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 23.701 = 89.191 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 78.962 + 1.70 x 24.531 = 175.938 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.305 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.550 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.550 + 0.770 = 4.320 kN

Mw = 3.550 x 2.305/2 + 0.770 x (2.305 + 0.800/2) = 6.174 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 3.105^2 x cos0.000 = 30.275 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.105 x 30.275 = 47.003 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.320 + 1.00 x 30.275 = 34.595 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 6.174 + 1.00 x 47.003 = 53.178 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	89.191	175.938	
지진시	34.595	53.178	
설계단면력	89.191	175.938	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 11.201 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	44.059	4.585	-	1.000	44.059	202.001
2. 배면토압(평상시)	308.386	3.734	1.700	-	524.256	1957.338
3. 배면토압(지진시)	393.928	5.600	-	1.000	393.928	2206.127
4. 뒷채움 상재하중	27.533	5.600	1.700	-	46.806	262.130
5. 상부관성력	90.847	8.496	-	1.000	90.847	771.796

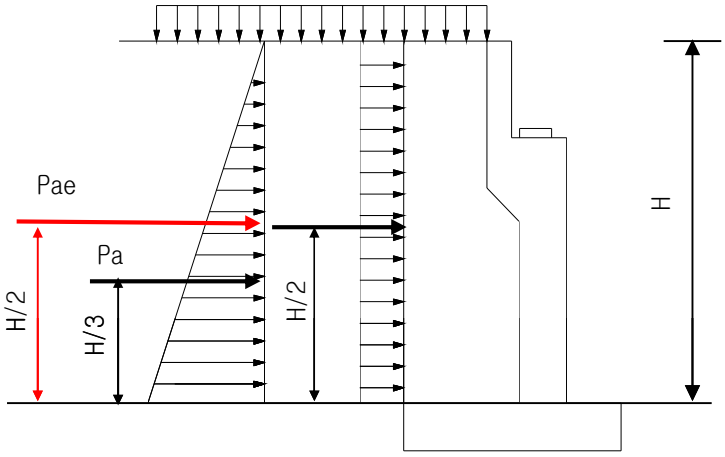
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 44.059 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 202.001 kN.m

y = Mo / Ho = 202.001 / 44.059 = 4.585



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 11.201 m)	524.256	1957.338	
지진시(H = 11.201 m)	528.834	3179.924	
설계단면력	528.834	3179.924	

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	920.944	-	3.430	4.308	3158.492	-
2. 교대구체(지진시	920.944	70.913	3.430	4.308	3158.492	305.477
3. 뒷채움재(평상시	766.445	-	6.038	7.433	4628.112	-
4. 뒷채움재(지진시	766.445	59.016	6.038	7.433	4628.112	438.660
5. 배면토압(평상시	-	458.037	-	4.334	-	1984.928
6. 배면토압(지진시	-	530.714	-	6.500	-	3449.816
7. 토압의 연직분력	68.750	-	6.617	-	454.896	-
8. 뒷채움 상재하중	37.000	35.232	5.900	6.500	218.300	229.020
9. 상부 고정하중	491.594	-	2.871	-	1411.366	-
10. 상부활하중	146.268	-	2.871	-	419.935	-
11. 상부관성력	-	90.847	-	10.296	-	935.320

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+	2390.031	838.557	11365.253	3763.712
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	2310.481	778.663	10895.908	3374.378
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1687.389	660.643	7786.604	4193.953
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	3343.579	838.557	14102.889	3763.712
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	2949.553	778.663	12730.684	3374.378
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2178.983	751.490	9197.970	5129.273

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(=3.241) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

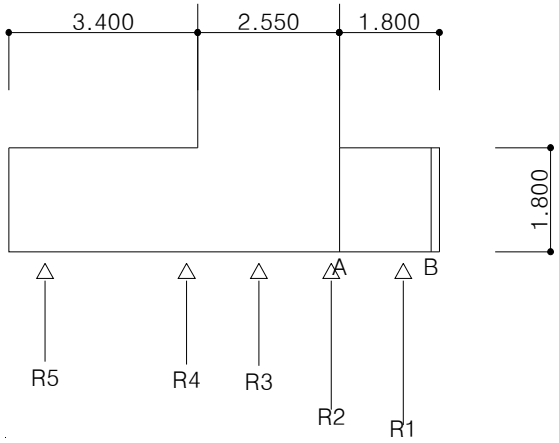
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	31677.467	11114.238	0.061	1932.325
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	30623.111	10320.398	-0.014	-428.724
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	22364.654	8756.162	1.112	24869.495
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	44315.797	11114.238	0.149	6603.054
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	39093.374	10320.398	0.069	2697.443
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	28880.241	9960.248	1.374	39681.451

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(13.254 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.254 (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 13.254 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 13.254 (kN/m)
R4 = Ru4 x 9본 / 13.254 (kN/m)
R5 = Ru5 x 9본 / 13.254 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	791.380	705.960	621.060	611.010	591.300
COMB 2	736.220	668.100	600.470	602.700	607.070
COMB 3	784.190	610.770	437.640	308.330	54.670
COMB 4	1086.100	977.150	868.700	834.370	767.020
COMB 5	933.700	849.830	766.440	752.420	724.900
COMB 6	1073.150	818.850	564.880	358.540	-46.190

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.150 x 25.000 = 6.750 kN
Ma = 1.800 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 72.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00
Ma = R1 x 1.150

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	823.960	8.775	729.190
COMB 2	0.000	766.529	8.775	671.759
COMB 3	0.000	816.474	6.750	743.574
COMB 4	0.000	1130.814	8.775	1036.044
COMB 5	0.000	972.139	8.775	877.369
COMB 6	0.000	1117.330	6.750	1044.430

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

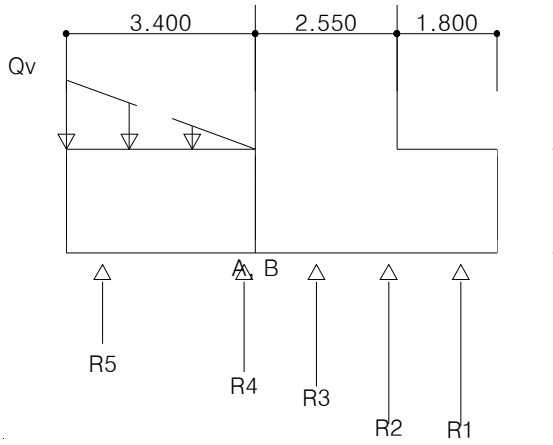
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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



전단력 계산시 R4의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 해 89.400%의 값을 적용.

→ (4.350 + 0.508/2 - 4.550) / 0.508 = 0.894

말뚝거리 : 4.550m, 전단검토위치 : 4.350 m

R1 = Ru1 x 12본 / 13.254 (kN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 13.254 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 13.254 (kN/m)

R4 = Ru4 x 9본 / 13.254 (kN/m)

R5 = Ru5 x 9본 / 13.254 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	641.150	631.110	620.550	535.130	367.590
COMB 2	596.010	598.240	599.990	531.880	398.270
COMB 3	696.280	566.960	437.350	263.920	-76.250
COMB 4	937.370	903.040	868.200	759.250	545.540
COMB 5	794.490	780.470	765.970	682.100	517.600
COMB 6	977.550	771.220	564.550	310.250	-188.560

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 3.400 x 25.000 = 153.000 kN

Ma = 1.800 x 3.400 x 25.000 x 3.400 / 2 = 260.100 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 766.445 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 766.445 kN

Ma = 766.445 x (6.038 - 4.350) = 1294.076 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.400 = 34.000 kN

Ma = 10.000 x 3.400 x 3.400 / 2 = 57.800 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 11.201^2 x sin11.667

= 68.750 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 68.750 / 3.400

= 40.441 kN

Vb = 40.441 x 3.400 / 2 = 68.750 kN

Ma = 40.441 x 3.400 x 3.400 / 3 = 155.834 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 + R5 ; R4의 반력에 대해서는 89.400%의 반력을 적용한다.

Ma = R4 x 0.200 + R5 x 2.750

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	574.342	759.079	810.912	1650.539
COMB 2	593.203	815.927	718.952	1469.421
COMB 3	108.383	-106.541	811.062	1660.717
COMB 4	831.180	1121.804	554.074	1287.814
COMB 5	765.390	1059.154	546.764	1226.194
COMB 6	60.237	-309.967	859.208	1864.144

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)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	1044.43	8.78

* 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 (1650.00 - 53.578) / 53.578 = 0.08939

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2510.390 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.234]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2510.390 mm²

ρmin = Max(2510.390, 1800.000) / bd = 0.00152

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00188

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 (1650.00 - a/2) = 1284.997 kN.m

≥ Mu (= 1044.430 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.230]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1650.00 = 1077.775 kN

≥ Vu (= 8.775 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1864.14	859.21

* 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 (1700.00 - 88.913) / 88.913 = 0.05436

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4383.319 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.172]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 4383.319 mm²

ρmin = Max(4383.319, 1800.000) / bd = 0.00258

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00302

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (1700.00 - a/2) = 2178.322 kN.m

≥ Mu (= 1864.144 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1700.00 = 1110.435 kN

≥ Vu (= 859.208 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 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 (H=11.201)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2550.00	2421.72	100.00	3179.92	528.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 300.00 = 2149800.000

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 = 105.382 mm, c = 105.382 / β1 = 105.382 / 0.85 = 123.979 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2450.00 - 123.979) / 123.979 = 0.05628

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5232.489 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.370]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : D25 - 4.0 EA (= 2026.8 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 = 0.00296

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) = 105.382 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 300 x (2421.72 - a/2) = 4328.991 kN.m

≥ Mu (= 3179.924 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.361]

* 전단에 대한 검토 (d = 2421.72 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2421.72 = 1581.859 kN

≥ Vu (= 528.834 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300

D19 - CTC 600 = 2387.500 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2550.0 x 1000.0 = 3825.000 ㎟ > 2387.500 ㎟

(2387.500 / 1.000) = 2387.500 ㎟ > (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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	175.94	89.19

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 967.834 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.642]

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 (= 175.938 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.631]

* 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 (= 89.191 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 (3.105 - 0.36) = 78.962 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 3.105^2 x cos11.667 = 23.701 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.105 x 23.701 = 24.531 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 23.701 = 52.465 kN

Ms = 78.962 + 24.531 = 103.493 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 11.201 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	44.059	4.585	-	1.000	44.059	202.001
2. 배면토압(평상시)	308.386	3.734	1.000	-	308.386	1151.376
3. 배면토압(지진시)	393.928	5.600	-	1.000	393.928	2206.127
4. 뒷채움 상재하중	27.533	5.600	1.000	-	27.533	154.194
5. 상부관성력	90.847	8.496	-	1.000	90.847	771.796

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 44.059 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 202.001 kN.m

y = Mo / Ho = 202.001 / 44.059 = 4.585

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	308.386	1151.376	

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+	1793.139	493.269	8459.800	2213.947
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1756.139	458.037	8241.500	1984.928
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1687.389	660.643	7786.605	4193.953
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2431.001	493.269	10291.102	2213.947
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	2247.733	458.037	9652.867	1984.928
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2178.983	751.490	9197.971	5129.273

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(=3.241) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

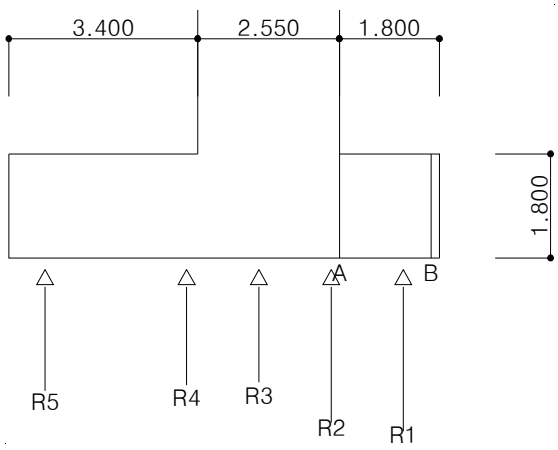
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	23766.264	6537.787	-0.242	-5751.436
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	23275.866	6070.822	-0.322	-7494.829
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	22364.654	8756.162	1.112	24869.495
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	32220.487	6537.787	-0.081	-2609.859
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	29791.453	6070.822	-0.17	-5064.547
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	28880.241	9960.248	1.374	39681.451

각 작용력은 교대의 전폭(13.254 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.254 (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 13.254 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 13.254 (kN/m)
R4 = Ru4 x 9본 / 13.254 (kN/m)
R5 = Ru5 x 9본 / 13.254 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	510.010	478.970	448.230	462.140	489.410
COMB 2	476.670	457.530	438.680	461.590	506.530
COMB 3	784.190	610.770	437.640	308.330	54.670
COMB 4	707.040	660.320	613.890	611.610	607.140
COMB 5	628.660	597.360	566.350	576.710	597.040
COMB 6	1073.150	818.850	564.880	358.540	-46.190

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.150 x 25.000 = 6.750 kN

Ma = 1.800 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 72.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

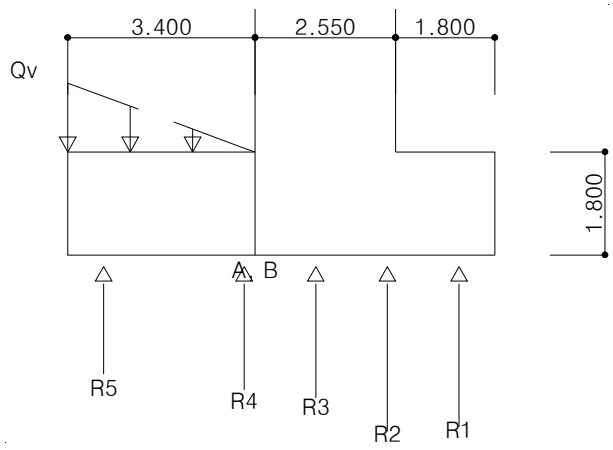
Ma = R1 x 1.150

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	531.007	6.750	458.107
COMB 2	0.000	496.294	6.750	423.394
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	736.148	6.750	663.248
COMB 5	0.000	654.541	6.750	581.641
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.254 (kN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 13.254 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 13.254 (kN/m)

R4 = Ru4 x 9본 / 13.254 (kN/m)

R5 = Ru5 x 9본 / 13.254 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	420.420	434.330	447.930	416.880	355.990
COMB 2	392.860	415.770	438.390	419.250	381.720
COMB 3	696.280	566.960	437.350	263.920	-76.250
COMB 4	618.450	616.170	613.590	566.860	475.210
COMB 5	545.630	555.990	566.070	534.770	473.380
COMB 6	977.550	771.220	564.550	310.250	-188.560

- 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 = R4 + R5 ; R4의 반력에 대해서는 89.400%의 반력을 적용한다.

Ma = R4 x 0.200 + R5 x 2.750

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	494.706	721.359	527.489	1046.451
COMB 2	513.616	769.727	474.579	940.284
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	666.674	964.348	355.521	803.462
COMB 5	645.958	956.573	342.238	753.437
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)] = 663.248 x 1000000 / [3096.800 x (1650.000 - 246.662/3)]
= 136.609 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1650.0/(7x3096.800)]
= 246.662 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22/2 = 139.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.61) - 2.5 x 139.00 = 228.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 136.61) = 461.17 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 228.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 228.96 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1046.451 x 1000000 / [5139.200 x (1700.000 - 315.604/3)]
= 127.678 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x5139.200)]
= 315.604 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.68) - 2.5 x 85.50 = 403.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.68) = 493.43 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 403.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 403.03 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=11.201)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1151.376 x 1000000 / [7166.000 x (2421.716 - 445.290/3)]
= 70.678 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2421.7/(7x7166.000)]
= 445.290 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : D25 - 4.0 EA (= 2026.8 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.68) - 2.5 x 85.50 = 900.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.68) = 891.36 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 891.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 891.36 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 103.493 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 95.601 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

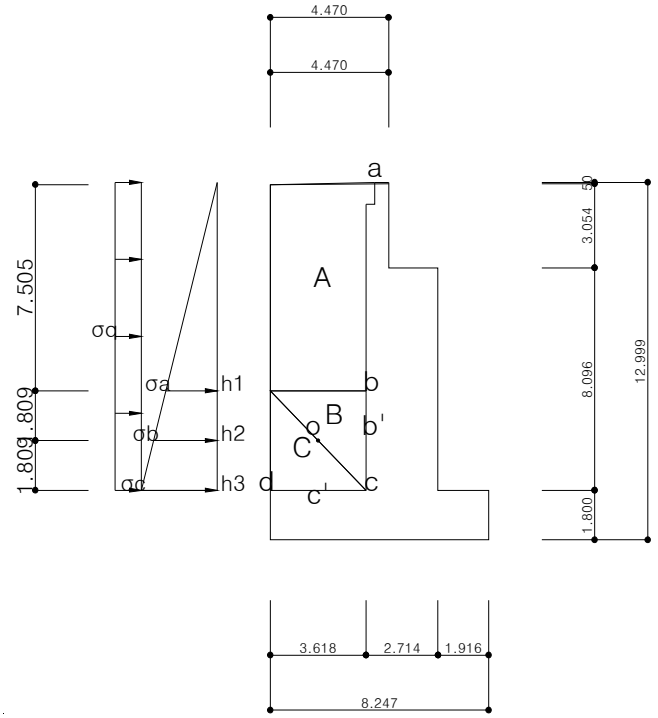
Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.60) - 2.5 x 72.00 = 643.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 95.60) = 658.99 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 643.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 643.73 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

146	59	52	147	104	76	122	56	119	91	80
73	177	200	189	211	162	179	222	164	153	67
23	198	215	219	202	259	256	240	187	112	
72	178	217	266	322	267	292	212	143	129	
113	188	183	290	51	34	317	218	172	64	
127	184	260	265	27	48	274	250	163	82	
100	199	232	37	62	33	290	255	203	81	
115	185	235	302	54	47	320	207	204	79	
60	108	285	283	93	17	294	269	133	117	
107	156	233	288	29	319	297	237	110	99	
131	227	230	312	61	57	287	273	186	116	
137	209	173	318	2	7	315	276	169	109	
103	192	242	243	1	8	311	229	170	55	
123	151	279	286	14	101	282	301	148	125	
46	228	272	284	77	20	13	138	144	97	
90	197	152	12	16	21	175	236	180	39	
96	176	271	321	44	53	289	223	206	89	
136	210	281	296	95	71	306	258	216	118	
132	174	226	305	19	94	42	225	168	98	
102	167	270	18	50	25	303	249	224	111	
88	11	246	308	35	31	300	254	32	114	
15	190	275	314	83	30	245	261	213	130	
10	87	231	307	69	36	241	126	128	9	
49	194	268	251	70	3	238	264	205	28	
74	158	257	309	5	295	26	248	160	120	
140	154	277	6	22	66	313	280	150	124	
141	208	247	304	78	58	310	252	165	134	
106	196	220	298	24	4	299	166	182	75	
85	181	244	291	45	316	278	253	161	43	
121	155	221	263	262	191	239	234	149	171	
40	145	142	214	201	195	193	68	159	157	
38	41	63	92	84	135	105	139	65	86	

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	404.213	357.88	493.063
전단력(kN)	0	300.569	300.505	345.377

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	237.772	210.518	290.037
전단력(kN)	0	176.805	176.768	203.163

(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)
1000.00	610.00	530.00	80.00	404.21	300.57

* 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 (530.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01967

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3126.455 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.297]

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 = 0.00765

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 (530.00 - a/2) = 517.035 kN.m

≥ Mu (= 404.213 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.279]

* 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 (= 300.569 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)
1000.00	610.00	530.00	80.00	357.88	300.51

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2753.181 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.125]

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 (= 357.880 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.119]

* 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 (= 300.505 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)
1000.00	610.00	530.00	80.00	493.06	345.38

* 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 (530.00 - 88.913) / 88.913 = 0.01488

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3854.368 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.333]

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 = 0.00970

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (530.00 - a/2) = 645.042 kN.m

≥ Mu (= 493.063 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.308]

* 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 (= 345.377 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 237.772 x 1000000 / [4053.600 x (530.000 - 147.360/3)]
= 121.979 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x4053.600)]
= 147.360 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.98) - 2.5 x 67.50 = 476.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.98) = 516.48 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 476.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 476.86 mm) ∴ O.K

② B(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 210.518 x 1000000 / [3096.800 x (530.000 - 131.450/3)]
= 139.822 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.82) - 2.5 x 69.00 = 390.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 139.82) = 450.57 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 390.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 390.72 mm) ∴ O.K

③ C(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 290.037 x 1000000 / [5139.200 x (530.000 - 162.588/3)]

= 118.612 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x530.0/(7x5139.200)]

= 162.588 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 118.61) - 2.5 x 65.50 = 500.18 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 118.61) = 531.14 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

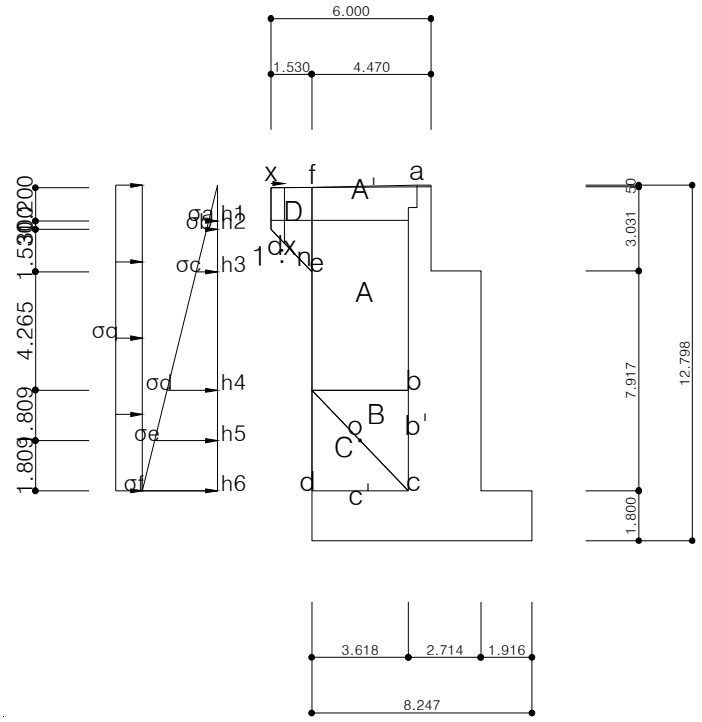
Sa는 작은 값인 500.18 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 500.18 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

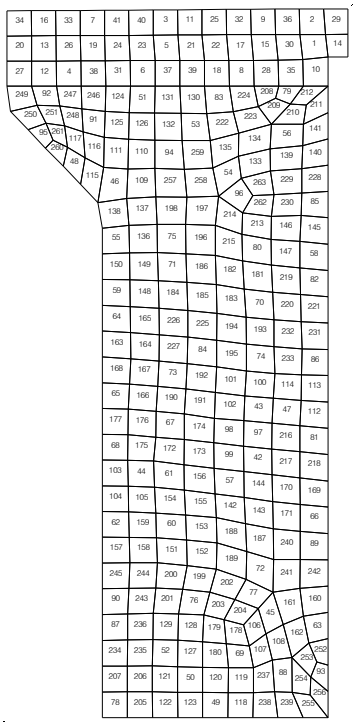


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	27.635	415.649	353.605	481.391	130.79
전단력(kN)	34.089	290.376	290.622	342.695	96.244

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	16.256	244.5	208.003	283.171	76.935
전단력(kN)	20.053	170.81	170.954	201.585	56.614

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	27.64	34.09

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 294.627 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.393]

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 (= 27.635 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.253]

* 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 (= 34.089 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	415.65	290.38

* 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 (570.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02138

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2973.718 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.363]

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 = 0.00711

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 (570.00 - a/2) = 558.381 kN.m

≥ Mu (= 415.649 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.343]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 290.376 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	130.79	96.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1426.674 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.841]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

≥ Mu (= 130.790 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.689]

* 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 (= 96.244 kN) , 전단보강 불필요.

④ B(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	353.61	290.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02892

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

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2514.332 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.232]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00543

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (570.00 - a/2) = 432.138 kN.m

≥ Mu (= 353.605 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.222]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 290.622 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ C(T=650 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	650.00	570.00	80.00	481.39	342.70

* 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 (570.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02138

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3467.004 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.169]

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 = 0.00711

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 (570.00 - a/2) = 558.381 kN.m

≥ Mu (= 481.391 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.160]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 342.695 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16.256 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 29.809 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 29.81) - 2.5 x 72.00 = 2461.82 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 29.81) = 2113.46 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 2113.46 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2113.46 mm) ∴ O.K

② A(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 244.500 x 1000000 / [4053.600 x (570.000 - 153.704/3)]

= 116.270 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x4053.600)]

= 153.704 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 116.27) - 2.5 x 67.50 = 508.55 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 116.27) = 541.84 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 508.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 508.55 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.935 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]

= 57.472 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x4053.600)]

= 119.283 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.47) - 2.5 x 67.50 = 1201.48 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 57.47) = 1096.18 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1096.18 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1096.18 mm) ∴ O.K

④ B(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 208.003 x 1000000 / [3096.800 x (570.000 - 137.012/3)]

= 128.101 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x3096.800)]

= 137.012 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 128.10) - 2.5 x 69.00 = 442.25 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 128.10) = 491.80 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 442.25 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 442.25 mm) ∴ O.K

⑤ C(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 283.171 x 1000000 / [4053.600 x (570.000 - 153.704/3)]

= 134.660 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x4053.600)]

= 153.704 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.66) - 2.5 x 67.50 = 416.06 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.66) = 467.85 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 416.06 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 416.06 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 11.133 = 7.793 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

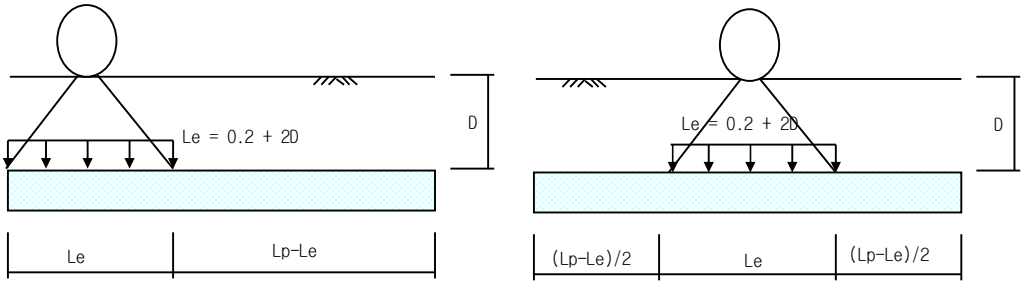
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 7.793 / 2 - 19035981338 = 39.899 kN/m

Md = 11.250 x 7.793² / 8 = 85.405 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 3.000 x (1 + i) / [0.200 x (96.0 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN/m²

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 7.793)

= 78.396 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.793/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 160.016 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 39.899 + 2.15 x 78.396

= 220.419 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 85 + 2.15 x 160

= 455.062 kN.m

2) 단면력 검토

- 극한한계상태 : = 1.30 x Dc + 2.15 x LL, ηi = 1.00

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	455.06	220.42

* 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 (350.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00696

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4280.199 \text{ mm}^2$$

* 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 = 0.01468

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 (350.00 - a/2) = 533.309 kN.m

≥ Mu (= 455.062 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.172]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 220.419 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.793) = 19.70% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4280.2 ㎟

필요 철근량 : 4280.2 x 0.197 = 843.3 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 245.421 x 1000000 / [5139.200 x (350.000 - 126.741/3)]

= 155.172 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x5139.200)]

= 126.741 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.17) - 2.5 x 85.50 = 293.75 mm

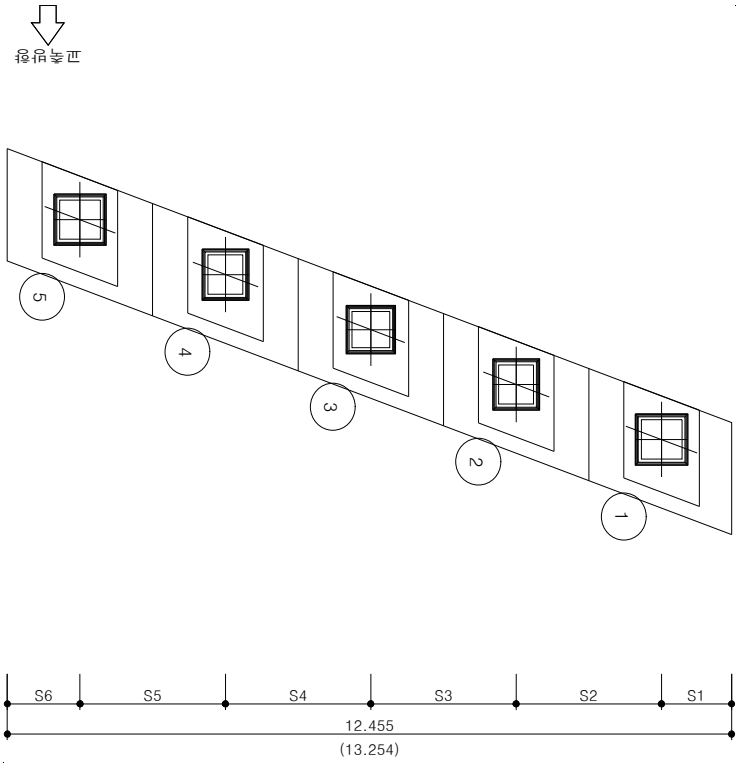
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 155.17) = 406.00 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 293.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 293.75 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 50.460 = 452.300 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	452.300	650.000	700.000	645.893	O.K
2	452.300	650.000	600.000	662.994	O.K
3	452.300	600.000	650.000	677.936	O.K
4	452.300	650.000	600.000	662.994	O.K
5	452.300	650.000	700.000	645.893	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 70.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 20.00°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x θ^2) mm

= (200 + 1.67 x 50.460 + 6.66 x 0.000) x (1 + 0.000125 x 20.00^2)

= 298.482 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1862 - 50 - 50 = 1762 mm ≥ 298 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2800.000	1723.465	O.K	414.115	300.647	O.K
SHOE 2	2250.000	1680.849	O.K	345.096	300.830	O.K
SHOE 3	2250.000	1659.047	O.K	345.096	298.793	O.K
SHOE 4	2250.000	1681.915	O.K	345.096	302.119	O.K
SHOE 5	2800.000	1709.165	O.K	414.115	302.751	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(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1723.465	226.050	226.050	1771.000	1855.000	
2	1680.849	226.188	226.188	1671.000	1900.000	
3	1659.047	224.656	250.060	1721.000	1850.000	
4	1681.915	227.157	227.157	1671.000	1900.000	
5	1709.165	227.632	227.632	1771.000	1900.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3507.788	4369.200	O.K	3545.125	4766.400	O.K
2	3459.232	4369.200	O.K	3636.995	4766.400	O.K
3	3488.254	4369.200	O.K	3713.222	4766.400	O.K
4	3466.930	4369.200	O.K	3644.806	4766.400	O.K
5	3501.733	4369.200	O.K	3568.546	4766.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1507.002	6081.600	O.K	1507.002	6081.600	O.K
2	1507.919	6081.600	O.K	1507.919	6081.600	O.K
3	1497.708	6081.600	O.K	1667.064	6081.600	O.K
4	1514.380	6081.600	O.K	1514.380	6081.600	O.K
5	1517.548	6081.600	O.K	1517.548	6081.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1709.165 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 0.000 / -90138701323304731000000 = 227.632 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 227.632 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 302.751 / 1.33 = 227.632 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 227.632 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 650.000 mm b1y = 700.000 mm

b2x = 1071.000 mm b2y = 1250.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2142.000 mm < 5 x b1x = 3250.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2500.000 mm < 5 x b1y = 3500.000 mm

$Asx1 = 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 650.000/2142.000) \times 1709.165 \times 10^3 / 150.000$

$= 1984.185\ mm^2$

$Asy1 = 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 700.000/2500.000) \times 1709.165 \times 10^3 / 150.000$

$= 2050.998\ mm^2$

③ 수평하중에 대한 보강

$Asx2 = Hx/fsa$

$= 227.632 \times 10^3 / 150.000$

$= 1517.548\ mm^2$

$Asy2 = Hy/fsa$

$= 227.632 \times 10^3 / 150.000$

$= 1517.548\ mm^2$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 650.000 + 1250.000 = 1900.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 700.000 + 1071.000 = 1771.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2050.998 + 1517.548 = 3568.546 ㎟

Bxo = 1900.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 24 EA

As = 198.600 x 24 = 4766.400 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1984.185 + 1517.548 = 3501.733 ㎟

Byo = 1771.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 227.632 x 10^3 / 150.000 = 1517.548 ㎟

사용철근 : D13 - 26 EA + D13 - 22 EA

As = 126.700 x 26 + 126.700 x 22 = 6081.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 227.632 x 10^3 / 150.000 = 1517.548 ㎟

사용철근 : D13 - 26 EA + D13 - 22 EA

As = 126.700 x 26 + 126.700 x 22 = 6081.600 ㎟ ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	6.900

※ 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

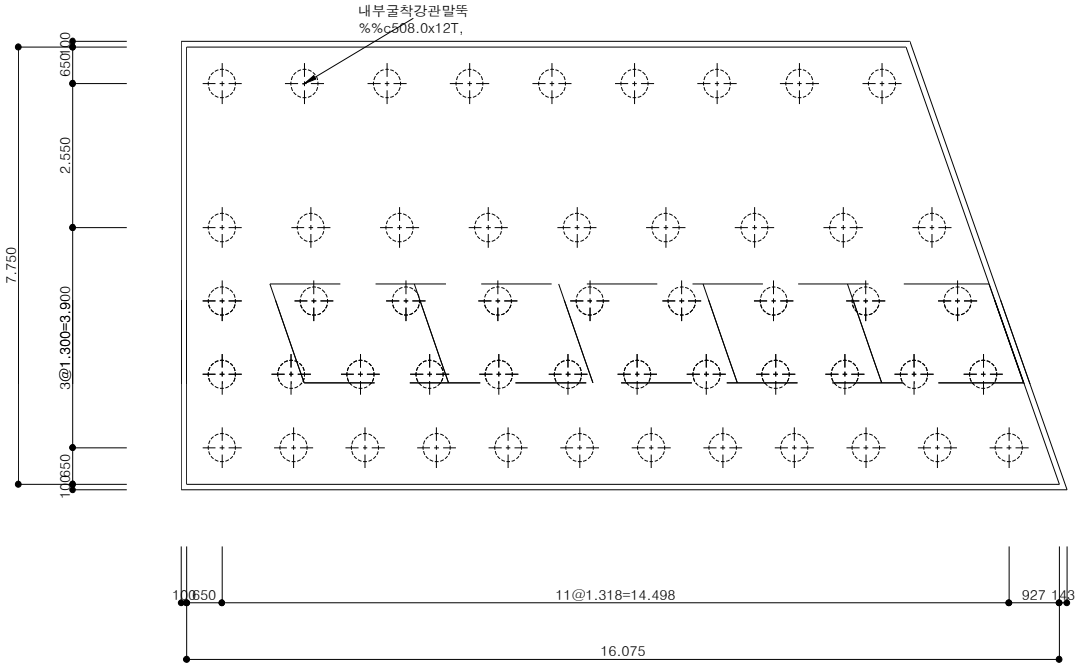
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	22855.052	6537.787	-2674.041	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	22364.654	6070.822	-4405.837	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	22364.654	8756.162	24869.495	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	31309.275	6537.787	438.330	중+활하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 5	28880.241	6070.822	-1992.737	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 6	28880.241	9960.248	39681.451	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	31677.467	11114.238	1932.325	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	30623.111	10320.398	-428.724	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	22364.654	8756.162	24869.495	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	44315.797	11114.238	6603.054	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	39093.374	10320.398	2697.443	정하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 6	28880.241	9960.248	39681.451	+토압+지진하중+온도하중(2+4

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.497

Kv = a x Ap x Ep / L = 229116.124 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 = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 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/m³)
0.504	2.309	27106.79
2.309	2.663	15318.03
2.663	2.699	14519.93
2.699	2.702	14447.28
2.702	2.703	14440.48
2.703	2.703	14439.85
2.703	2.703	14439.79

Kh = 14439.78 kN/m³

β = 0.370 m-1

βL = 0.370 x 6.9000 = 2.553 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.942	54213.57
1.942	2.203	32692.97
2.203	2.230	31178.98
2.230	2.232	31040.69
2.232	2.232	31027.76
2.232	2.232	31026.54
2.232	2.232	31026.43

Kh = 31026.42 kN/m³

β = 0.448 m-1

βL = 0.448 x 6.9000 = 3.091 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19669.870	34908.386	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	71844.277	86983.111	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : ϕ1 = 1.000, ϕ2 = 1.000, ϕ3 = 1.000, ϕ4 = 1.000

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1003163.4	1780327.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1355663.8	-1987181.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11684922.3	11684922.3
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	60945043.4	61717123.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0066580	0.0019559	0.0001042	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0061385	0.0019140	0.0000643	중+토압+온도하중
	COMBO 3	0.0055682	0.0019140	0.0005822	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0067292	0.0026795	0.0001569	중+토압+온도하중
	COMBO 5	0.0061937	0.0024716	0.0001051	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0065476	0.0024716	0.0008538	지진하중+온도하
계수하중	COMBO 1	0.0114667	0.0027110	0.0002868	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0105969	0.0026207	0.0002287	+토압+온도하중(
	COMBO 3	0.0055682	0.0019140	0.0005822	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0115735	0.0037926	0.0003658	+토압+온도하중(
	COMBO 5	0.0106684	0.0033456	0.0002816	토압+온도하중(1
	COMBO 6	0.0065476	0.0024716	0.0008538	지진하중+온도하

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.729 ㎜ ≤ 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0066580	0.0022260	0.0001042	510.015	128.192	-169.493
	2	0.0066580	0.0020905	0.0001042	478.971	128.192	-169.493
	3	0.0066580	0.0019550	0.0001042	447.928	128.192	-169.493
	4	0.0066580	0.0018195	0.0001042	416.884	128.192	-169.493
	5	0.0066580	0.0015538	0.0001042	355.991	128.192	-169.493
COMBO 2	1	0.0061385	0.0020805	0.0000643	476.669	119.036	-158.555
	2	0.0061385	0.0019969	0.0000643	457.531	119.036	-158.555
	3	0.0061385	0.0019134	0.0000643	438.393	119.036	-158.555
	4	0.0061385	0.0018299	0.0000643	419.255	119.036	-158.555
	5	0.0061385	0.0016660	0.0000643	381.715	119.036	-158.555
COMBO 3	1	0.0055682	0.0034227	0.0005822	784.190	171.689	-166.315
	2	0.0055682	0.0026658	0.0005822	610.768	171.689	-166.315
	3	0.0055682	0.0019088	0.0005822	437.346	171.689	-166.315
	4	0.0055682	0.0011519	0.0005822	263.923	171.689	-166.315
	5	0.0055682	-0.0003328	0.0005822	-76.251	171.689	-166.315
COMBO 4	1	0.0067292	0.0030860	0.0001569	707.042	128.192	-167.602
	2	0.0067292	0.0028820	0.0001569	660.316	128.192	-167.602
	3	0.0067292	0.0026781	0.0001569	613.590	128.192	-167.602
	4	0.0067292	0.0024741	0.0001569	566.864	128.192	-167.602
	5	0.0067292	0.0020741	0.0001569	475.210	128.192	-167.602
COMBO 5	1	0.0061937	0.0027438	0.0001051	628.660	119.036	-157.089
	2	0.0061937	0.0026073	0.0001051	597.364	119.036	-157.089
	3	0.0061937	0.0024707	0.0001051	566.067	119.036	-157.089
	4	0.0061937	0.0023341	0.0001051	534.770	119.036	-157.089
	5	0.0061937	0.0020661	0.0001051	473.380	119.036	-157.089
COMBO 6	1	0.0065476	0.0046839	0.0008538	1073.150	195.299	-180.858
	2	0.0065476	0.0035740	0.0008538	818.852	195.299	-180.858
	3	0.0065476	0.0024640	0.0008538	564.553	195.299	-180.858
	4	0.0065476	0.0013541	0.0008538	310.255	195.299	-180.858
	5	0.0065476	-0.0008230	0.0008538	-188.562	195.299	-180.858

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0114667	0.0034540	0.0002868	791.378	217.926	-284.202
	2	0.0114667	0.0030812	0.0002868	705.963	217.926	-284.202
	3	0.0114667	0.0027084	0.0002868	620.547	217.926	-284.202
	4	0.0114667	0.0023356	0.0002868	535.132	217.926	-284.202
	5	0.0114667	0.0016044	0.0002868	367.586	217.926	-284.202
COMBO 2	1	0.0105969	0.0032133	0.0002287	736.218	202.361	-265.253
	2	0.0105969	0.0029160	0.0002287	668.104	202.361	-265.253
	3	0.0105969	0.0026187	0.0002287	599.991	202.361	-265.253
	4	0.0105969	0.0023214	0.0002287	531.877	202.361	-265.253
	5	0.0105969	0.0017383	0.0002287	398.270	202.361	-265.253
COMBO 3	1	0.0055682	0.0034227	0.0005822	784.190	171.689	-166.315
	2	0.0055682	0.0026658	0.0005822	610.768	171.689	-166.315
	3	0.0055682	0.0019088	0.0005822	437.346	171.689	-166.315
	4	0.0055682	0.0011519	0.0005822	263.923	171.689	-166.315
	5	0.0055682	-0.0003328	0.0005822	-76.251	171.689	-166.315
COMBO 4	1	0.0115735	0.0047404	0.0003658	1086.097	217.926	-281.363
	2	0.0115735	0.0042649	0.0003658	977.147	217.926	-281.363
	3	0.0115735	0.0037893	0.0003658	868.198	217.926	-281.363
	4	0.0115735	0.0033138	0.0003658	759.248	217.926	-281.363
	5	0.0115735	0.0023811	0.0003658	545.539	217.926	-281.363
COMBO 5	1	0.0106684	0.0040752	0.0002816	933.698	202.361	-263.354
	2	0.0106684	0.0037092	0.0002816	849.833	202.361	-263.354
	3	0.0106684	0.0033431	0.0002816	765.968	202.361	-263.354
	4	0.0106684	0.0029771	0.0002816	682.102	202.361	-263.354
	5	0.0106684	0.0022591	0.0002816	517.598	202.361	-263.354
COMBO 6	1	0.0065476	0.0046839	0.0008538	1073.150	195.299	-180.858
	2	0.0065476	0.0035740	0.0008538	818.852	195.299	-180.858
	3	0.0065476	0.0024640	0.0008538	564.553	195.299	-180.858
	4	0.0065476	0.0013541	0.0008538	310.255	195.299	-180.858
	5	0.0065476	-0.0008230	0.0008538	-188.562	195.299	-180.858

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	510.015	128.192	-169.493	12
	2	1.291	0	478.971	128.192	-169.493	12
	3	-0.009	0	447.928	128.192	-169.493	9
	4	-1.309	0	416.884	128.192	-169.493	9
	5	-3.859	0	355.991	128.192	-169.493	9
	계			22855.052	6537.787	-2674.041	51
COMBO 2	1	2.591	0	476.669	119.036	-158.555	12
	2	1.291	0	457.531	119.036	-158.555	12
	3	-0.009	0	438.393	119.036	-158.555	9
	4	-1.309	0	419.255	119.036	-158.555	9
	5	-3.859	0	381.715	119.036	-158.555	9
	계			22364.654	6070.822	-4405.837	51
COMBO 3	1	2.591	0	784.190	171.689	-166.315	12
	2	1.291	0	610.768	171.689	-166.315	12
	3	-0.009	0	437.346	171.689	-166.315	9
	4	-1.309	0	263.923	171.689	-166.315	9
	5	-3.859	0	-76.251	171.689	-166.315	9
	계			22364.654	8756.162	24869.495	51
COMBO 4	1	2.591	0	707.042	128.192	-167.602	12
	2	1.291	0	660.316	128.192	-167.602	12
	3	-0.009	0	613.590	128.192	-167.602	9
	4	-1.309	0	566.864	128.192	-167.602	9
	5	-3.859	0	475.210	128.192	-167.602	9
	계			31309.275	6537.787	438.330	51
COMBO 5	1	2.591	0	628.660	119.036	-157.089	12
	2	1.291	0	597.364	119.036	-157.089	12
	3	-0.009	0	566.067	119.036	-157.089	9
	4	-1.309	0	534.770	119.036	-157.089	9
	5	-3.859	0	473.380	119.036	-157.089	9
	계			28880.241	6070.822	-1992.737	51
COMBO 6	1	2.591	0	1073.150	195.299	-180.858	12
	2	1.291	0	818.852	195.299	-180.858	12
	3	-0.009	0	564.553	195.299	-180.858	9
	4	-1.309	0	310.255	195.299	-180.858	9
	5	-3.859	0	-188.562	195.299	-180.858	9
	계			28880.241	9960.248	39681.451	51

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	791.378	217.926	-284.202	12
	2	1.291	0	705.963	217.926	-284.202	12
	3	-0.009	0	620.547	217.926	-284.202	9
	4	-1.309	0	535.132	217.926	-284.202	9
	5	-3.859	0	367.586	217.926	-284.202	9
	계			31677.467	11114.238	1932.325	51
COMBO 2	1	2.591	0	736.218	202.361	-265.253	12
	2	1.291	0	668.104	202.361	-265.253	12
	3	-0.009	0	599.991	202.361	-265.253	9
	4	-1.309	0	531.877	202.361	-265.253	9
	5	-3.859	0	398.270	202.361	-265.253	9
	계			30623.111	10320.398	-428.724	51
COMBO 3	1	2.591	0	784.190	171.689	-166.315	12
	2	1.291	0	610.768	171.689	-166.315	12
	3	-0.009	0	437.346	171.689	-166.315	9
	4	-1.309	0	263.923	171.689	-166.315	9
	5	-3.859	0	-76.251	171.689	-166.315	9
	계			22364.654	8756.162	24869.495	51
COMBO 4	1	2.591	0	1086.097	217.926	-281.363	12
	2	1.291	0	977.147	217.926	-281.363	12
	3	-0.009	0	868.198	217.926	-281.363	9
	4	-1.309	0	759.248	217.926	-281.363	9
	5	-3.859	0	545.539	217.926	-281.363	9
	계			44315.797	11114.238	6603.054	51
COMBO 5	1	2.591	0	933.698	202.361	-263.354	12
	2	1.291	0	849.833	202.361	-263.354	12
	3	-0.009	0	765.968	202.361	-263.354	9
	4	-1.309	0	682.102	202.361	-263.354	9
	5	-3.859	0	517.598	202.361	-263.354	9
	계			39093.374	10320.398	2697.443	51
COMBO 6	1	2.591	0	1073.150	195.299	-180.858	12
	2	1.291	0	818.852	195.299	-180.858	12
	3	-0.009	0	564.553	195.299	-180.858	9
	4	-1.309	0	310.255	195.299	-180.858	9
	5	-3.859	0	-188.562	195.299	-180.858	9
	계			28880.241	9960.248	39681.451	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

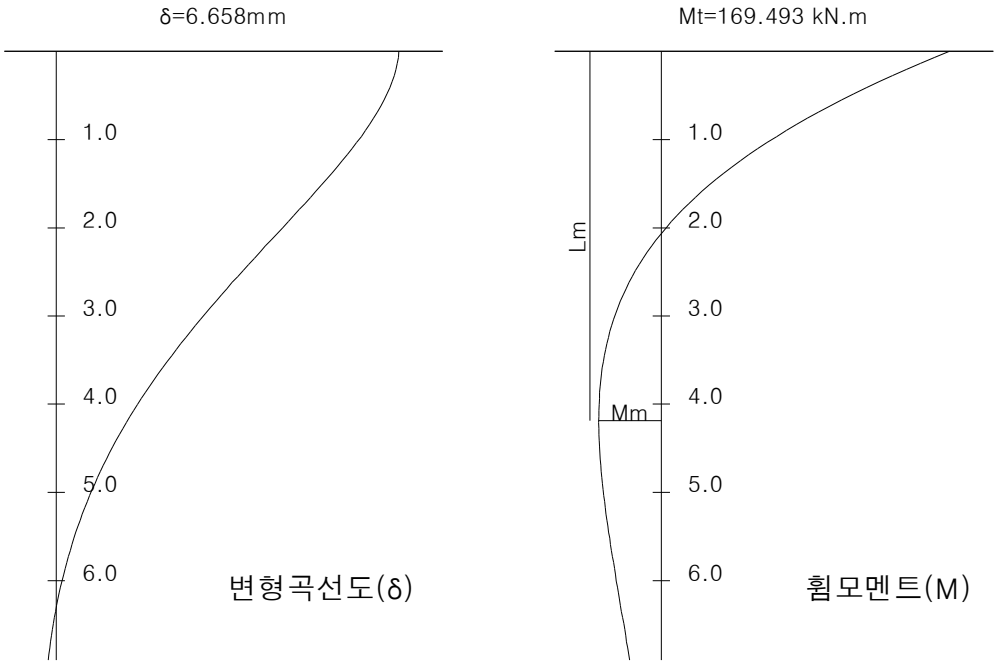
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.808 kN.m, 4.187 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.658 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.658 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	169.493	-128.192	6.658	
0.460	115.617	-106.172	6.446	
0.920	71.635	-85.316	5.980	
1.380	36.841	-66.309	5.356	
1.840	10.285	-49.545	4.651	
2.300	-9.111	-35.196	3.921	
2.760	-22.467	-23.267	3.211	
3.220	-30.871	-13.643	2.549	
3.680	-35.342	-6.129	1.953	
4.140	-36.796	-0.483	1.433	
4.600	-36.033	3.558	0.994	
5.060	-33.729	6.259	0.633	
5.520	-30.441	7.874	0.345	
5.980	-26.615	8.639	0.123	
6.440	-22.592	8.761	-0.041	
6.900	-18.625	8.420	-0.155	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

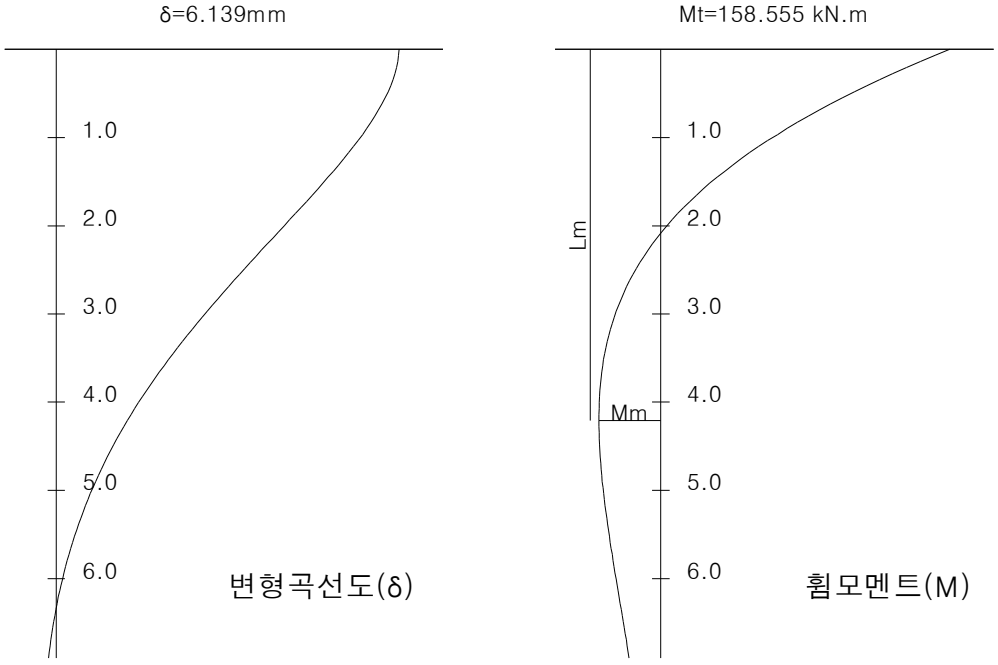
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.927 kN.m, 4.207 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.139 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.139 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	158.555	-119.036	6.139	
0.460	108.497	-98.712	5.955	
0.920	67.579	-79.428	5.534	
1.380	35.164	-61.826	4.964	
1.840	10.383	-46.282	4.315	
2.300	-7.757	-32.960	3.643	
2.760	-20.283	-21.871	2.987	
3.220	-28.205	-12.913	2.374	
3.680	-32.463	-5.908	1.822	
4.140	-33.906	-0.635	1.340	
4.600	-33.276	3.147	0.932	
5.060	-31.201	5.685	0.596	
5.520	-28.201	7.212	0.328	
5.980	-24.688	7.946	0.121	
6.440	-20.982	8.081	-0.032	
6.900	-17.320	7.781	-0.140	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

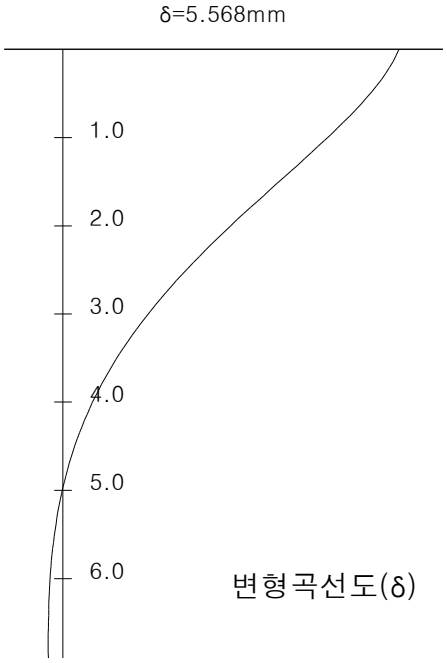
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

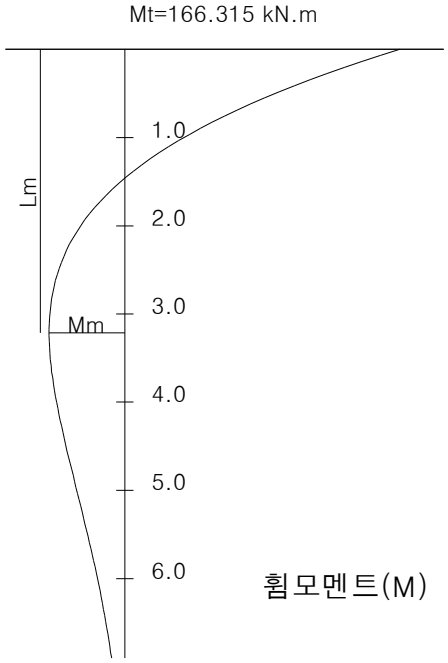
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.826 kN.m, 3.213 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.568 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.568 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	166.315	-171.689	5.568	
0.460	96.357	-132.985	5.146	
0.920	43.368	-98.163	4.511	
1.380	5.280	-68.319	3.779	
1.840	-20.309	-43.833	3.033	
2.300	-35.852	-24.588	2.329	
2.760	-43.667	-10.144	1.702	
3.220	-45.825	0.122	1.169	
3.680	-44.088	6.913	0.735	
4.140	-39.890	10.932	0.397	
4.600	-34.354	12.838	0.146	
5.060	-28.313	13.214	-0.030	
5.520	-22.356	12.549	-0.145	
5.980	-16.866	11.242	-0.211	
6.440	-12.065	9.599	-0.240	
6.900	-8.051	7.848	-0.243	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)

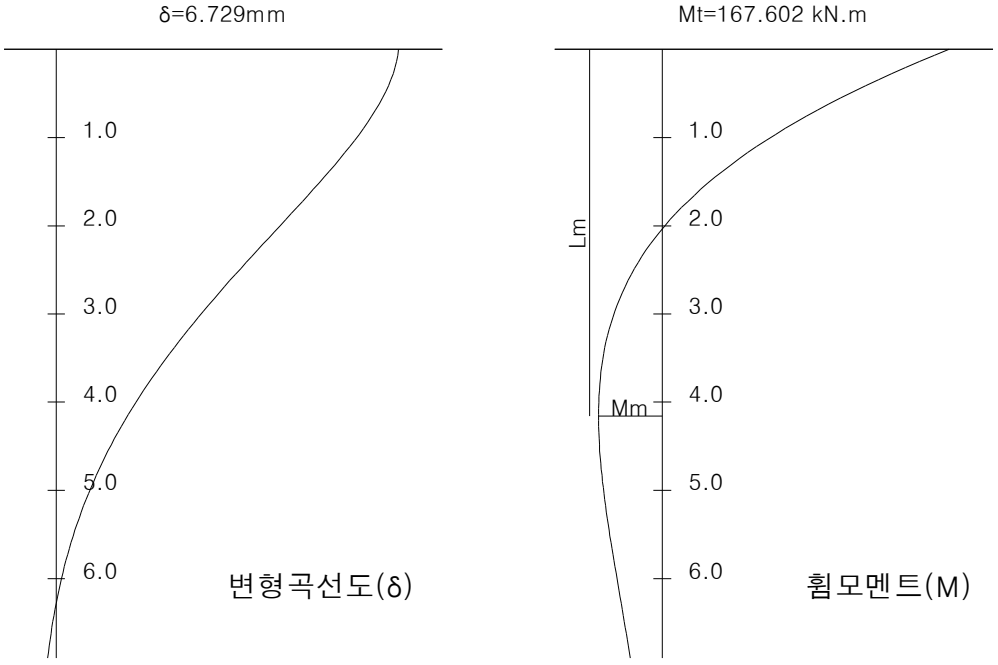
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.222 kN.m, 4.158 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.729 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.729 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	167.602	-128.192	6.729	
0.460	113.774	-105.972	6.495	
0.920	69.917	-84.984	6.011	
1.380	35.296	-65.898	5.373	
1.840	8.939	-49.099	4.656	
2.300	-10.251	-34.747	3.919	
2.760	-23.403	-22.838	3.203	
3.220	-31.618	-13.248	2.537	
3.680	-35.917	-5.778	1.939	
4.140	-37.221	-0.181	1.419	
4.600	-36.330	3.810	0.979	
5.060	-33.920	6.464	0.619	
5.520	-30.548	8.036	0.332	
5.980	-26.657	8.762	0.112	
6.440	-22.585	8.850	-0.050	
6.900	-18.584	8.481	-0.163	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

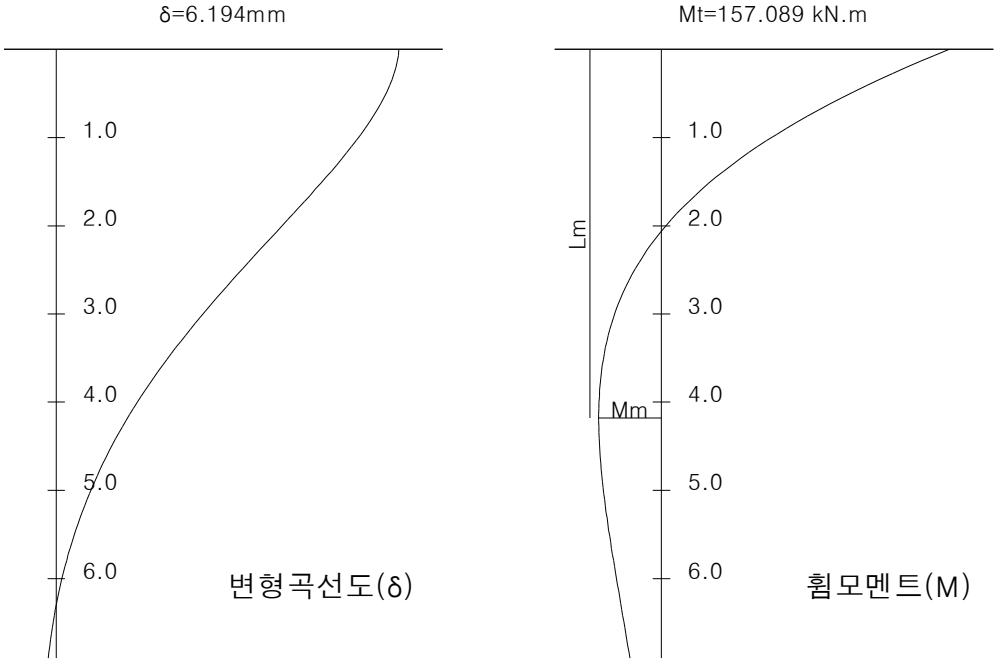
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.243 kN.m, 4.182 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.194 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.194 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	157.089	-119.036	6.194	
0.460	107.069	-98.557	5.993	
0.920	66.248	-79.170	5.558	
1.380	33.966	-61.508	4.976	
1.840	9.339	-45.936	4.319	
2.300	-8.640	-32.612	3.641	
2.760	-21.010	-21.538	2.980	
3.220	-28.784	-12.607	2.365	
3.680	-32.908	-5.636	1.811	
4.140	-34.235	-0.401	1.329	
4.600	-33.506	3.343	0.921	
5.060	-31.350	5.844	0.585	
5.520	-28.284	7.337	0.318	
5.980	-24.720	8.042	0.112	
6.440	-20.977	8.150	-0.039	
6.900	-17.288	7.828	-0.146	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

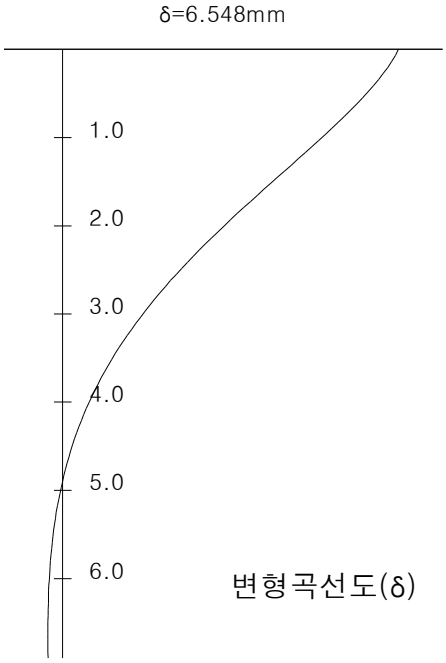
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

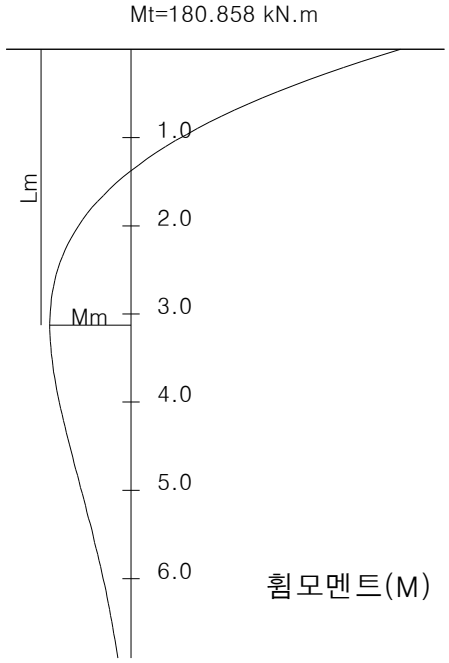
- 최대모멘트 및 깊이 : -54.417 kN.m, 3.130 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.548 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.548 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	180.858	-195.299	6.548	
0.460	101.588	-150.030	5.988	
0.920	42.070	-109.683	5.204	
1.380	-0.252	-75.383	4.325	
1.840	-28.263	-47.459	3.444	
2.300	-44.859	-25.686	2.623	
2.760	-52.750	-9.492	1.898	
3.220	-54.331	1.888	1.286	
3.680	-51.623	9.294	0.792	
4.140	-46.262	13.557	0.411	
4.600	-39.515	15.442	0.129	
5.060	-32.316	15.624	-0.066	
5.520	-25.315	14.665	-0.191	
5.980	-18.929	13.016	-0.260	
6.440	-13.392	11.025	-0.288	
6.900	-8.800	8.944	-0.287	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

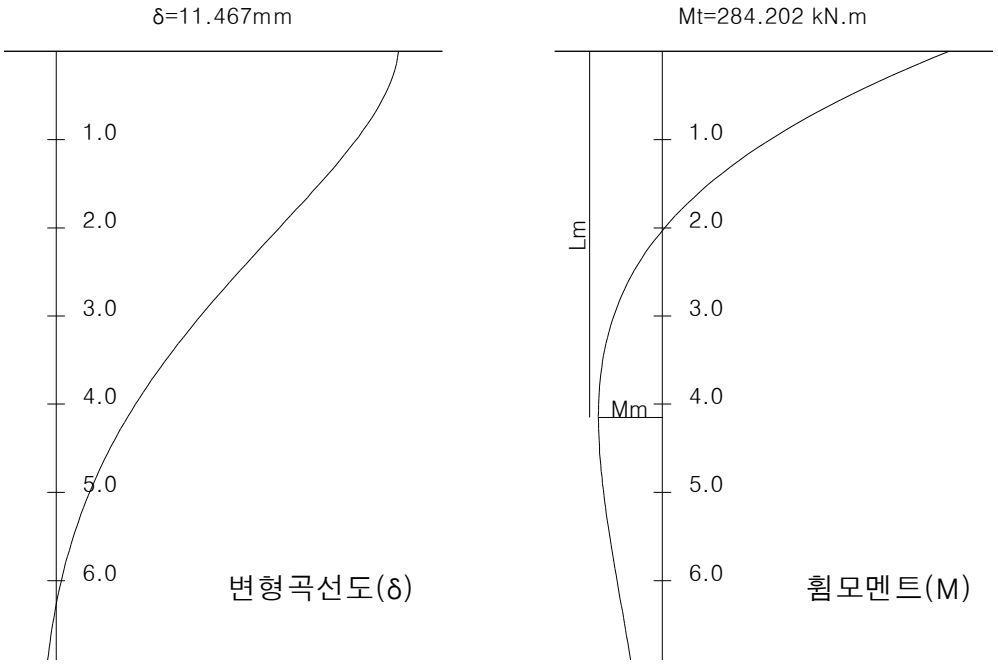
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.438 kN.m, 4.151 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.467 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.467 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	284.202	-217.926	11.467	
0.460	192.714	-180.076	11.060	
0.920	118.204	-144.346	10.230	
1.380	59.414	-111.871	9.140	
1.840	14.682	-83.298	7.917	
2.300	-17.861	-58.898	6.661	
2.760	-40.143	-38.660	5.441	
3.220	-54.035	-22.371	4.307	
3.680	-61.278	-9.689	3.290	
4.140	-63.437	-0.192	2.406	
4.600	-61.874	6.574	1.659	
5.060	-57.737	11.067	1.047	
5.520	-51.973	13.723	0.560	
5.980	-45.332	14.942	0.186	
6.440	-38.392	15.079	-0.089	
6.900	-31.578	14.440	-0.280	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

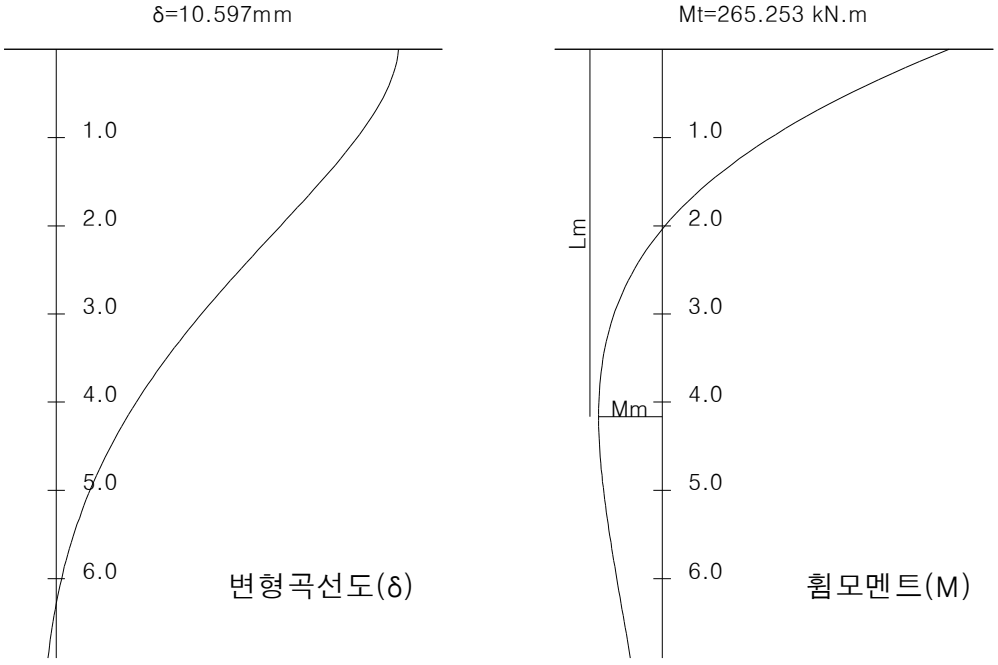
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -58.608 kN.m, 4.164 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.597 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.597 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	265.253	-202.361	10.597	
0.460	180.265	-167.357	10.235	
0.920	110.988	-134.273	9.477	
1.380	56.274	-104.173	8.475	
1.840	14.595	-77.667	7.348	
2.300	-15.772	-55.012	6.187	
2.760	-36.607	-36.206	5.058	
3.220	-49.642	-21.056	4.008	
3.680	-56.491	-9.247	3.065	
4.140	-58.603	-0.394	2.245	
4.600	-57.242	5.924	1.551	
5.060	-53.477	10.130	0.982	
5.520	-48.184	12.627	0.529	
5.980	-42.064	13.787	0.181	
6.440	-35.654	13.939	-0.076	
6.900	-29.352	13.365	-0.255	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

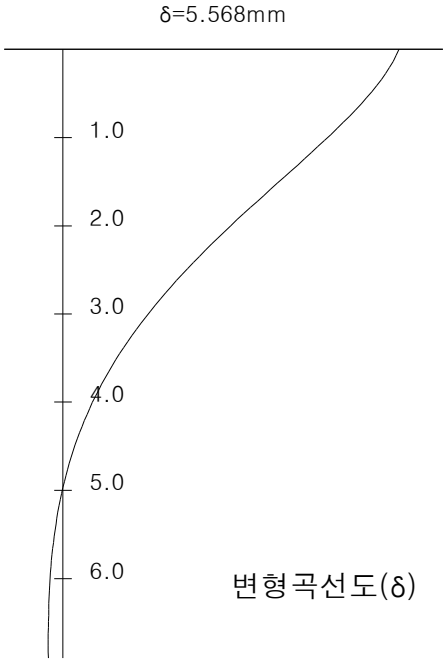
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

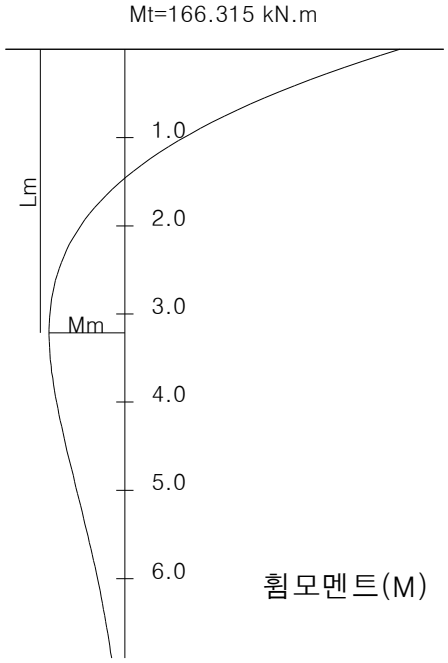
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.826 kN.m, 3.213 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.568 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.568 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	166.315	-171.689	5.568	
0.460	96.357	-132.985	5.146	
0.920	43.368	-98.163	4.511	
1.380	5.280	-68.319	3.779	
1.840	-20.309	-43.833	3.033	
2.300	-35.852	-24.588	2.329	
2.760	-43.667	-10.144	1.702	
3.220	-45.825	0.122	1.169	
3.680	-44.088	6.913	0.735	
4.140	-39.890	10.932	0.397	
4.600	-34.354	12.838	0.146	
5.060	-28.313	13.214	-0.030	
5.520	-22.356	12.549	-0.145	
5.980	-16.866	11.242	-0.211	
6.440	-12.065	9.599	-0.240	
6.900	-8.051	7.848	-0.243	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

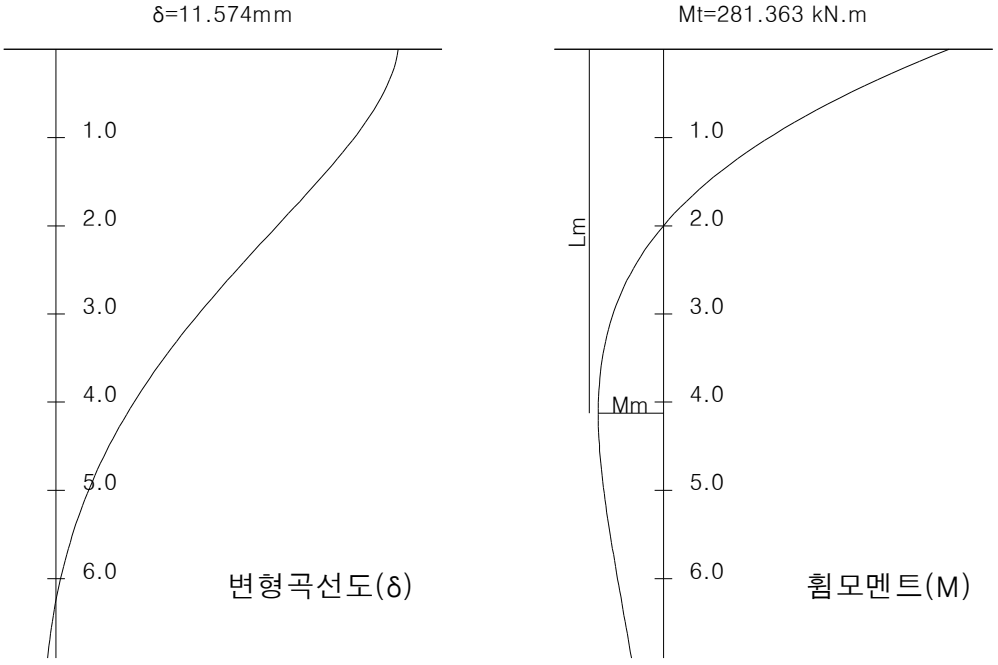
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.076 kN.m, 4.125 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.574 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.574 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	281.363	-217.926	11.574	
0.460	189.949	-179.776	11.133	
0.920	115.626	-143.847	10.276	
1.380	57.095	-111.255	9.164	
1.840	12.661	-82.629	7.925	
2.300	-19.572	-58.224	6.656	
2.760	-41.549	-38.015	5.428	
3.220	-55.155	-21.779	4.289	
3.680	-62.141	-9.162	3.269	
4.140	-64.074	0.262	2.384	
4.600	-62.319	6.954	1.637	
5.060	-58.025	11.376	1.026	
5.520	-52.134	13.966	0.541	
5.980	-45.395	15.126	0.170	
6.440	-38.382	15.213	-0.103	
6.900	-31.517	14.531	-0.292	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)

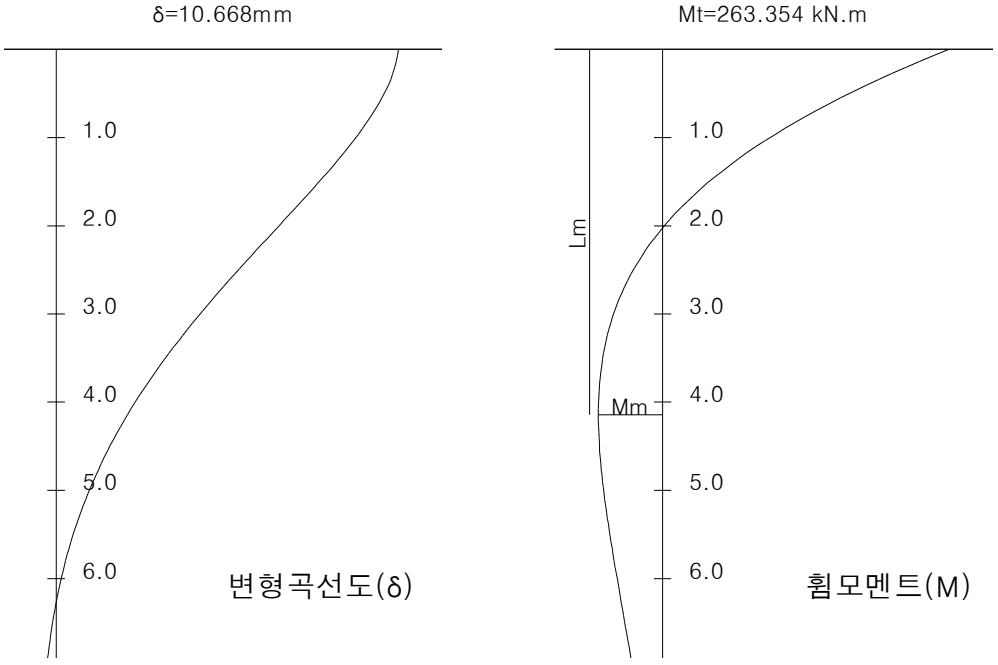
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59.030 kN.m, 4.146 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.668 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.668 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	263.354	-202.361	10.668	
0.460	178.414	-167.156	10.284	
0.920	109.262	-133.939	9.508	
1.380	54.722	-103.761	8.492	
1.840	13.243	-77.219	7.353	
2.300	-16.916	-54.561	6.184	
2.760	-37.548	-35.774	5.050	
3.220	-50.392	-20.659	3.996	
3.680	-57.068	-8.895	3.051	
4.140	-59.029	-0.091	2.230	
4.600	-57.540	6.178	1.536	
5.060	-53.669	10.336	0.968	
5.520	-48.292	12.790	0.516	
5.980	-42.106	13.911	0.170	
6.440	-35.648	14.028	-0.085	
6.900	-29.311	13.426	-0.262	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)

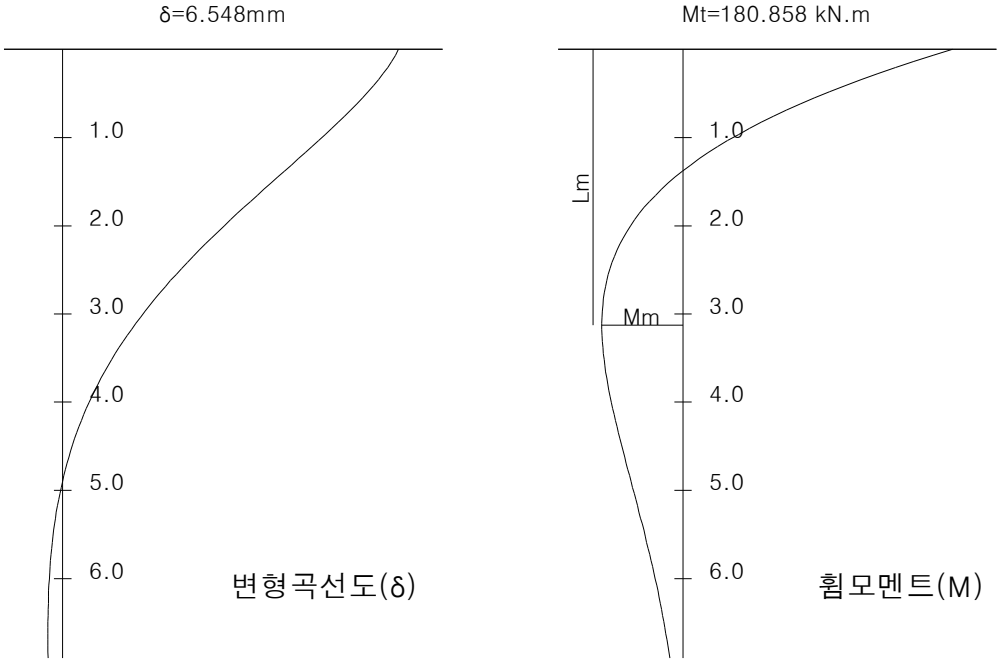
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -54.417 kN.m, 3.130 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.548 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.548 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	180.858	-195.299	6.548	
0.460	101.588	-150.030	5.988	
0.920	42.070	-109.683	5.204	
1.380	-0.252	-75.383	4.325	
1.840	-28.263	-47.459	3.444	
2.300	-44.859	-25.686	2.623	
2.760	-52.750	-9.492	1.898	
3.220	-54.331	1.888	1.286	
3.680	-51.623	9.294	0.792	
4.140	-46.262	13.557	0.411	
4.600	-39.515	15.442	0.129	
5.060	-32.316	15.624	-0.066	
5.520	-25.315	14.665	-0.191	
5.980	-18.929	13.016	-0.260	
6.440	-13.392	11.025	-0.288	
6.900	-8.800	8.944	-0.287	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9834.935	17454.193	$2EI\beta^3$	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

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	501581.7	890163.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11684922.3	11684922.3
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	57280985.3	57280985.3
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0130343	0.0019559	-0.0000467	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0121034	0.0019140	-0.0000769	중+토압+온도하중
	COMBO 3	0.0098366	0.0019140	0.0004342	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0130343	0.0026795	0.0000077	중+토압+온도하중
	COMBO 5	0.0121034	0.0024716	-0.0000348	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0111892	0.0024716	0.0006928	지진하중+온도하
계수하중	COMBO 1	0.0221584	0.0027110	0.0000337	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0205757	0.0026207	-0.0000075	+토압+온도하중(
	COMBO 3	0.0098366	0.0019140	0.0004342	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0221584	0.0037926	0.0001153	+토압+온도하중(
	COMBO 5	0.0205757	0.0033456	0.0000471	토압+온도하중(1
	COMBO 6	0.0111892	0.0024716	0.0006928	지진하중+온도하

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 13.034 ㎜ ≤ 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0130343	0.0018350	-0.0000467	420.424	128.192	0.000
	2	0.0130343	0.0018957	-0.0000467	434.328	128.192	0.000
	3	0.0130343	0.0019564	-0.0000467	448.233	128.192	0.000
	4	0.0130343	0.0020170	-0.0000467	462.137	128.192	0.000
	5	0.0130343	0.0021361	-0.0000467	489.411	128.192	0.000
COMBO 2	1	0.0121034	0.0017147	-0.0000769	392.859	119.036	0.000
	2	0.0121034	0.0018147	-0.0000769	415.769	119.036	0.000
	3	0.0121034	0.0019147	-0.0000769	438.678	119.036	0.000
	4	0.0121034	0.0020146	-0.0000769	461.588	119.036	0.000
	5	0.0121034	0.0022108	-0.0000769	506.526	119.036	0.000
COMBO 3	1	0.0098366	0.0030390	0.0004342	696.279	171.689	0.000
	2	0.0098366	0.0024746	0.0004342	566.962	171.689	0.000
	3	0.0098366	0.0019101	0.0004342	437.645	171.689	0.000
	4	0.0098366	0.0013457	0.0004342	308.328	171.689	0.000
	5	0.0098366	0.0002386	0.0004342	54.668	171.689	0.000
COMBO 4	1	0.0130343	0.0026993	0.0000077	618.450	128.192	0.000
	2	0.0130343	0.0026893	0.0000077	616.171	128.192	0.000
	3	0.0130343	0.0026794	0.0000077	613.892	128.192	0.000
	4	0.0130343	0.0026694	0.0000077	611.613	128.192	0.000
	5	0.0130343	0.0026499	0.0000077	607.142	128.192	0.000
COMBO 5	1	0.0121034	0.0023814	-0.0000348	545.626	119.036	0.000
	2	0.0121034	0.0024267	-0.0000348	555.988	119.036	0.000
	3	0.0121034	0.0024719	-0.0000348	566.350	119.036	0.000
	4	0.0121034	0.0025171	-0.0000348	576.711	119.036	0.000
	5	0.0121034	0.0026058	-0.0000348	597.037	119.036	0.000
COMBO 6	1	0.0111892	0.0042666	0.0006928	977.552	195.299	0.000
	2	0.0111892	0.0033660	0.0006928	771.215	195.299	0.000
	3	0.0111892	0.0024655	0.0006928	564.879	195.299	0.000
	4	0.0111892	0.0015649	0.0006928	358.542	195.299	0.000
	5	0.0111892	-0.0002016	0.0006928	-46.195	195.299	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0221584	0.0027984	0.0000337	641.154	217.926	0.000
	2	0.0221584	0.0027545	0.0000337	631.106	217.926	0.000
	3	0.0221584	0.0027107	0.0000337	621.059	217.926	0.000
	4	0.0221584	0.0026668	0.0000337	611.011	217.926	0.000
	5	0.0221584	0.0025808	0.0000337	591.302	217.926	0.000
COMBO 2	1	0.0205757	0.0026013	-0.0000075	596.010	202.361	0.000
	2	0.0205757	0.0026111	-0.0000075	598.239	202.361	0.000
	3	0.0205757	0.0026208	-0.0000075	600.468	202.361	0.000
	4	0.0205757	0.0026305	-0.0000075	602.698	202.361	0.000
	5	0.0205757	0.0026496	-0.0000075	607.070	202.361	0.000
COMBO 3	1	0.0098366	0.0030390	0.0004342	696.279	171.689	0.000
	2	0.0098366	0.0024746	0.0004342	566.962	171.689	0.000
	3	0.0098366	0.0019101	0.0004342	437.645	171.689	0.000
	4	0.0098366	0.0013457	0.0004342	308.328	171.689	0.000
	5	0.0098366	0.0002386	0.0004342	54.668	171.689	0.000
COMBO 4	1	0.0221584	0.0040913	0.0001153	937.374	217.926	0.000
	2	0.0221584	0.0039414	0.0001153	903.039	217.926	0.000
	3	0.0221584	0.0037915	0.0001153	868.704	217.926	0.000
	4	0.0221584	0.0036417	0.0001153	834.369	217.926	0.000
	5	0.0221584	0.0033477	0.0001153	767.021	217.926	0.000
COMBO 5	1	0.0205757	0.0034676	0.0000471	794.494	202.361	0.000
	2	0.0205757	0.0034064	0.0000471	780.468	202.361	0.000
	3	0.0205757	0.0033452	0.0000471	766.442	202.361	0.000
	4	0.0205757	0.0032840	0.0000471	752.415	202.361	0.000
	5	0.0205757	0.0031639	0.0000471	724.902	202.361	0.000
COMBO 6	1	0.0111892	0.0042666	0.0006928	977.552	195.299	0.000
	2	0.0111892	0.0033660	0.0006928	771.215	195.299	0.000
	3	0.0111892	0.0024655	0.0006928	564.879	195.299	0.000
	4	0.0111892	0.0015649	0.0006928	358.542	195.299	0.000
	5	0.0111892	-0.0002016	0.0006928	-46.195	195.299	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	420.424	128.192	0.000	12
	2	1.291	0	434.328	128.192	0.000	12
	3	-0.009	0	448.233	128.192	0.000	9
	4	-1.309	0	462.137	128.192	0.000	9
	5	-3.859	0	489.411	128.192	0.000	9
	계			22855.052	6537.787	0.000	51
COMBO 2	1	2.591	0	392.859	119.036	0.000	12
	2	1.291	0	415.769	119.036	0.000	12
	3	-0.009	0	438.678	119.036	0.000	9
	4	-1.309	0	461.588	119.036	0.000	9
	5	-3.859	0	506.526	119.036	0.000	9
	계			22364.654	6070.822	0.000	51
COMBO 3	1	2.591	0	696.279	171.689	0.000	12
	2	1.291	0	566.962	171.689	0.000	12
	3	-0.009	0	437.645	171.689	0.000	9
	4	-1.309	0	308.328	171.689	0.000	9
	5	-3.859	0	54.668	171.689	0.000	9
	계			22364.654	8756.162	0.000	51
COMBO 4	1	2.591	0	618.450	128.192	0.000	12
	2	1.291	0	616.171	128.192	0.000	12
	3	-0.009	0	613.892	128.192	0.000	9
	4	-1.309	0	611.613	128.192	0.000	9
	5	-3.859	0	607.142	128.192	0.000	9
	계			31309.275	6537.787	0.000	51
COMBO 5	1	2.591	0	545.626	119.036	0.000	12
	2	1.291	0	555.988	119.036	0.000	12
	3	-0.009	0	566.350	119.036	0.000	9
	4	-1.309	0	576.711	119.036	0.000	9
	5	-3.859	0	597.037	119.036	0.000	9
	계			28880.241	6070.822	0.000	51
COMBO 6	1	2.591	0	977.552	195.299	0.000	12
	2	1.291	0	771.215	195.299	0.000	12
	3	-0.009	0	564.879	195.299	0.000	9
	4	-1.309	0	358.542	195.299	0.000	9
	5	-3.859	0	-46.195	195.299	0.000	9
	계			28880.241	9960.248	0.000	51

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	641.154	217.926	0.000	12
	2	1.291	0	631.106	217.926	0.000	12
	3	-0.009	0	621.059	217.926	0.000	9
	4	-1.309	0	611.011	217.926	0.000	9
	5	-3.859	0	591.302	217.926	0.000	9
	계			31677.467	11114.238	0.000	51
COMBO 2	1	2.591	0	596.010	202.361	0.000	12
	2	1.291	0	598.239	202.361	0.000	12
	3	-0.009	0	600.468	202.361	0.000	9
	4	-1.309	0	602.698	202.361	0.000	9
	5	-3.859	0	607.070	202.361	0.000	9
	계			30623.111	10320.398	0.000	51
COMBO 3	1	2.591	0	696.279	171.689	0.000	12
	2	1.291	0	566.962	171.689	0.000	12
	3	-0.009	0	437.645	171.689	0.000	9
	4	-1.309	0	308.328	171.689	0.000	9
	5	-3.859	0	54.668	171.689	0.000	9
	계			22364.654	8756.162	0.000	51
COMBO 4	1	2.591	0	937.374	217.926	0.000	12
	2	1.291	0	903.039	217.926	0.000	12
	3	-0.009	0	868.704	217.926	0.000	9
	4	-1.309	0	834.369	217.926	0.000	9
	5	-3.859	0	767.021	217.926	0.000	9
	계			44315.797	11114.238	0.000	51
COMBO 5	1	2.591	0	794.494	202.361	0.000	12
	2	1.291	0	780.468	202.361	0.000	12
	3	-0.009	0	766.442	202.361	0.000	9
	4	-1.309	0	752.415	202.361	0.000	9
	5	-3.859	0	724.902	202.361	0.000	9
	계			39093.374	10320.398	0.000	51
COMBO 6	1	2.591	0	977.552	195.299	0.000	12
	2	1.291	0	771.215	195.299	0.000	12
	3	-0.009	0	564.879	195.299	0.000	9
	4	-1.309	0	358.542	195.299	0.000	9
	5	-3.859	0	-46.195	195.299	0.000	9
	계			28880.241	9960.248	0.000	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

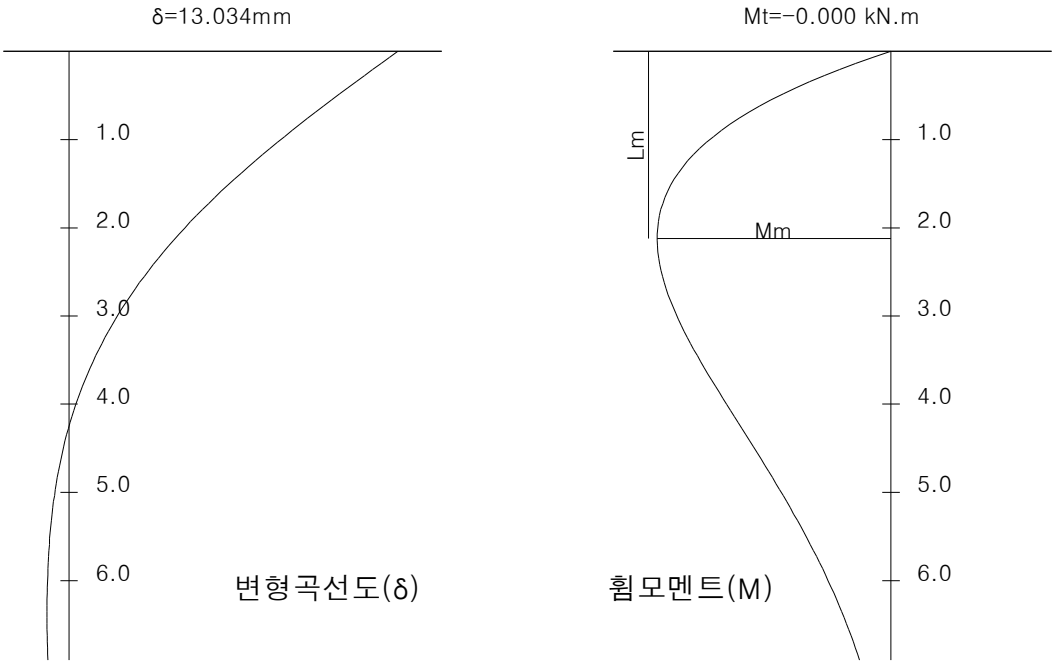
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -111.702 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.034 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.034 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-128.192	13.034	
0.460	-49.500	-88.253	10.836	
0.920	-82.300	-55.524	8.742	
1.380	-101.615	-29.525	6.825	
1.840	-110.392	-9.584	5.127	
2.300	-111.243	5.073	3.669	
2.760	-106.411	15.253	2.452	
3.220	-97.774	21.750	1.467	
3.680	-86.851	25.311	0.694	
4.140	-74.835	26.607	0.110	
4.600	-62.629	26.229	-0.311	
5.060	-50.884	24.678	-0.595	
5.520	-40.041	22.369	-0.768	
5.980	-30.370	19.633	-0.854	
6.440	-22.004	16.727	-0.873	
6.900	-14.977	13.842	-0.844	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

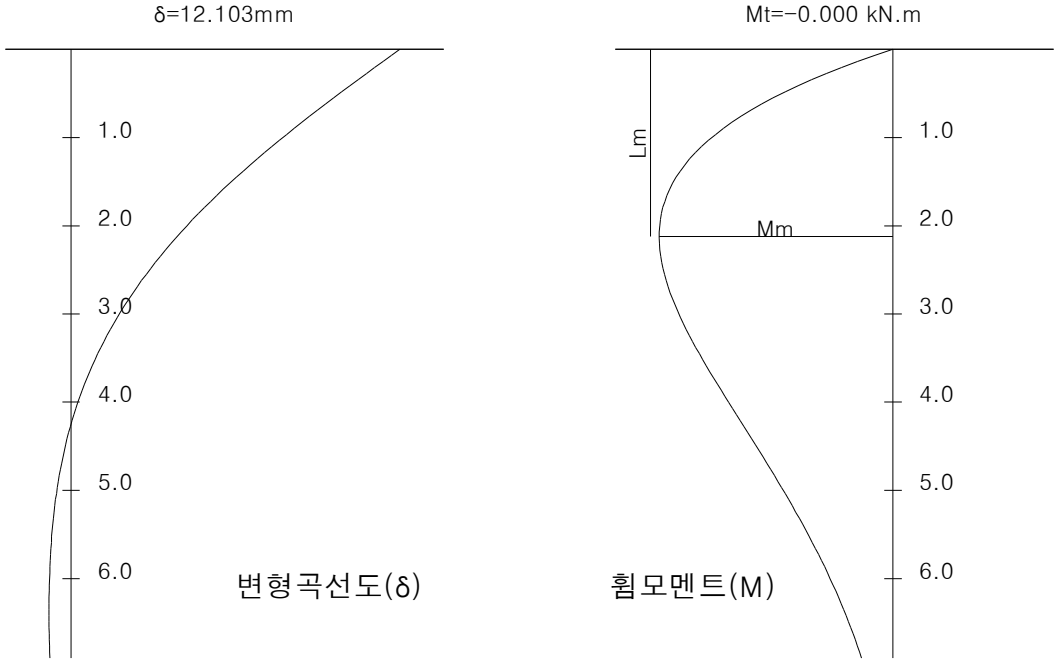
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -103.724 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.103 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.103 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-119.036	12.103	
0.460	-45.964	-81.950	10.062	
0.920	-76.422	-51.558	8.117	
1.380	-94.357	-27.416	6.337	
1.840	-102.507	-8.899	4.761	
2.300	-103.297	4.710	3.407	
2.760	-98.811	14.163	2.277	
3.220	-90.791	20.197	1.362	
3.680	-80.648	23.503	0.644	
4.140	-69.490	24.706	0.102	
4.600	-58.156	24.355	-0.289	
5.060	-47.250	22.916	-0.552	
5.520	-37.181	20.771	-0.713	
5.980	-28.200	18.231	-0.793	
6.440	-20.433	15.532	-0.811	
6.900	-13.908	12.853	-0.784	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

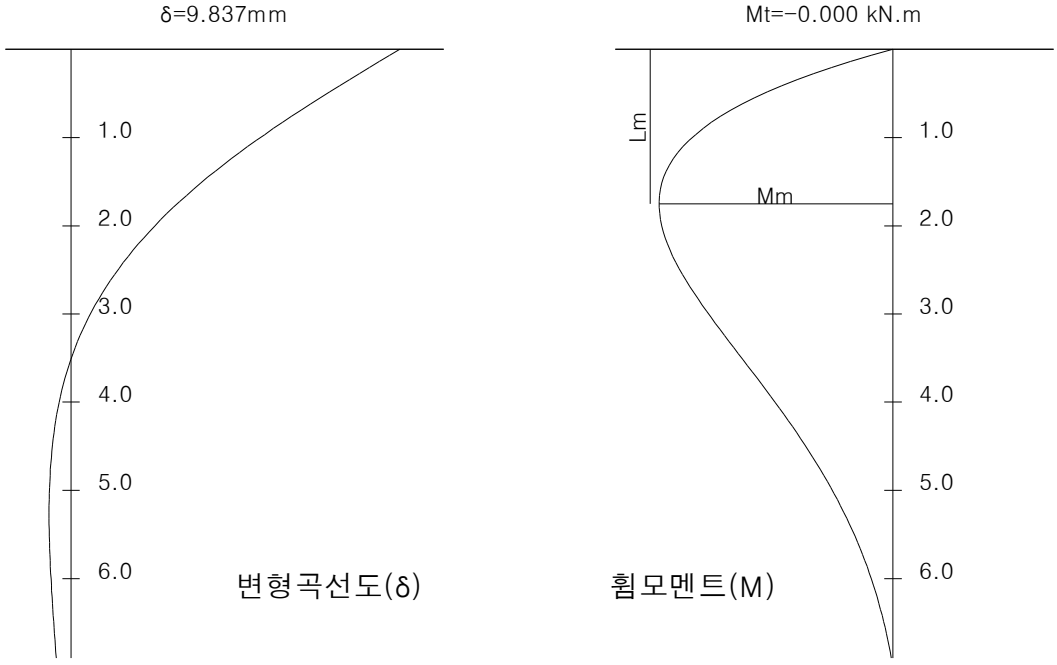
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -123.567 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.837 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.837 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-171.689	9.837	
0.460	-63.817	-108.176	7.836	
0.920	-101.669	-58.638	5.969	
1.380	-119.710	-21.780	4.320	
1.840	-123.385	4.134	2.930	
2.300	-117.292	21.011	1.806	
2.760	-105.152	30.735	0.938	
3.220	-89.845	35.050	0.298	
3.680	-73.499	35.486	-0.147	
4.140	-57.594	33.323	-0.431	
4.600	-43.082	29.587	-0.589	
5.060	-30.493	25.068	-0.654	
5.520	-20.050	20.343	-0.651	
5.980	-11.748	15.809	-0.604	
6.440	-5.438	11.713	-0.532	
6.900	-0.883	8.191	-0.447	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)

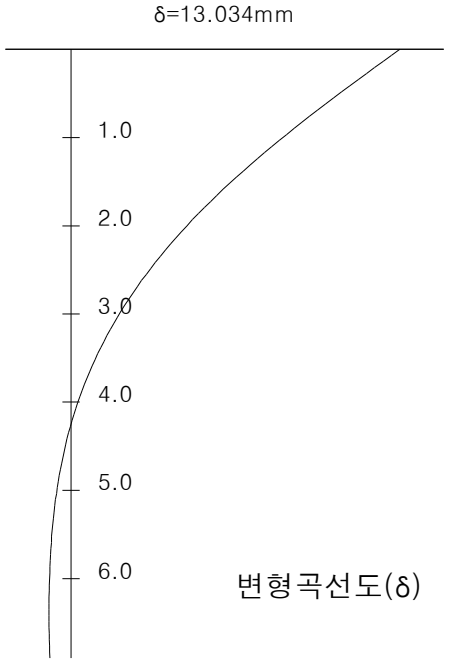
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

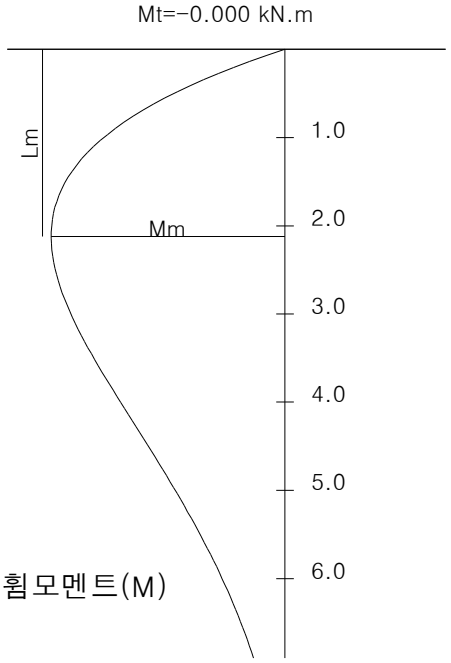
- 최대모멘트 및 깊이 : -111.702 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.034 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.034 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-128.192	13.034	
0.460	-49.500	-88.253	10.836	
0.920	-82.300	-55.524	8.742	
1.380	-101.615	-29.525	6.825	
1.840	-110.392	-9.584	5.127	
2.300	-111.243	5.073	3.669	
2.760	-106.411	15.253	2.452	
3.220	-97.774	21.750	1.467	
3.680	-86.851	25.311	0.694	
4.140	-74.835	26.607	0.110	
4.600	-62.629	26.229	-0.311	
5.060	-50.884	24.678	-0.595	
5.520	-40.041	22.369	-0.768	
5.980	-30.370	19.633	-0.854	
6.440	-22.004	16.727	-0.873	
6.900	-14.977	13.842	-0.844	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

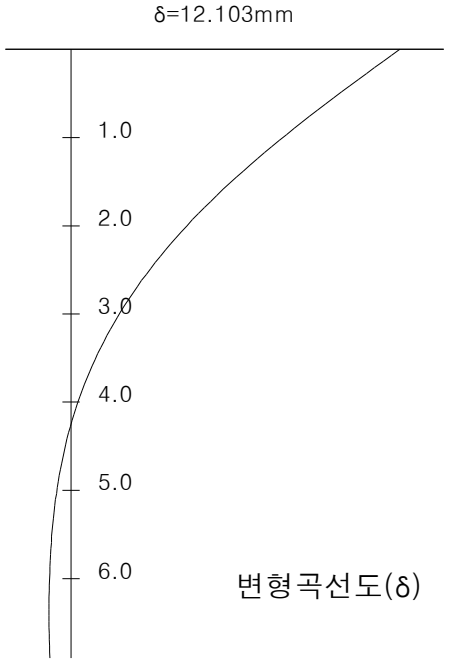
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

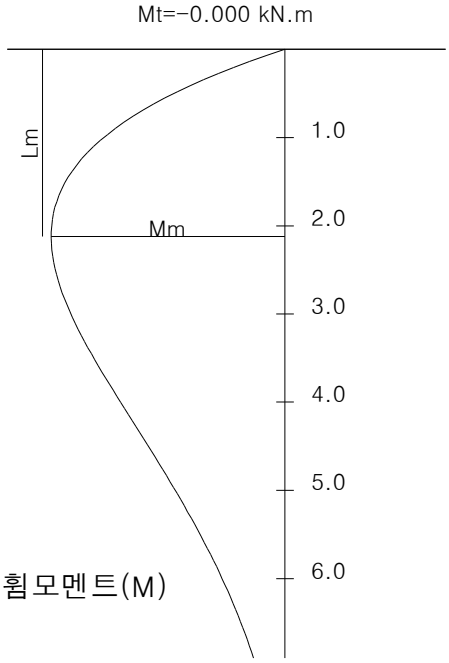
- 최대모멘트 및 깊이 : -103.724 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.103 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.103 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-119.036	12.103	
0.460	-45.964	-81.950	10.062	
0.920	-76.422	-51.558	8.117	
1.380	-94.357	-27.416	6.337	
1.840	-102.507	-8.899	4.761	
2.300	-103.297	4.710	3.407	
2.760	-98.811	14.163	2.277	
3.220	-90.791	20.197	1.362	
3.680	-80.648	23.503	0.644	
4.140	-69.490	24.706	0.102	
4.600	-58.156	24.355	-0.289	
5.060	-47.250	22.916	-0.552	
5.520	-37.181	20.771	-0.713	
5.980	-28.200	18.231	-0.793	
6.440	-20.433	15.532	-0.811	
6.900	-13.908	12.853	-0.784	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

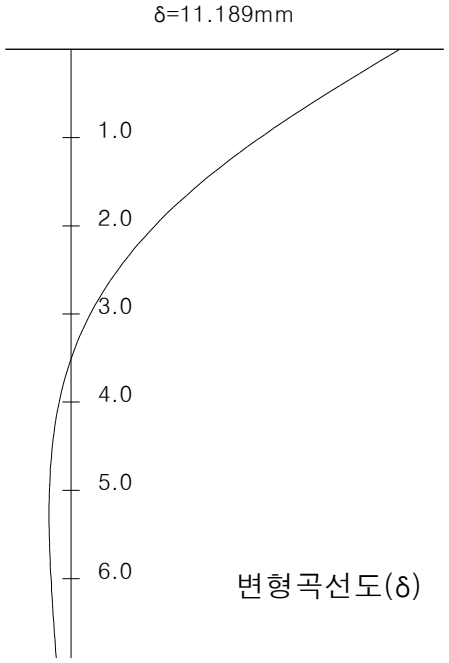
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

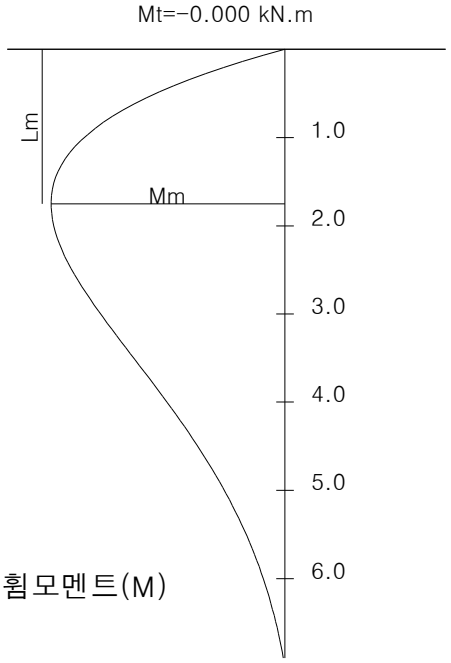
- 최대모멘트 및 깊이 : -140.559 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.189 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.189 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-195.299	11.189	
0.460	-72.592	-123.051	8.913	
0.920	-115.650	-66.702	6.790	
1.380	-136.172	-24.775	4.914	
1.840	-140.352	4.703	3.333	
2.300	-133.422	23.900	2.055	
2.760	-119.611	34.961	1.067	
3.220	-102.199	39.870	0.339	
3.680	-83.606	40.366	-0.167	
4.140	-65.514	37.905	-0.490	
4.600	-49.006	33.656	-0.671	
5.060	-34.687	28.516	-0.744	
5.520	-22.807	23.141	-0.740	
5.980	-13.363	17.982	-0.687	
6.440	-6.186	13.324	-0.605	
6.900	-1.005	9.317	-0.508	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

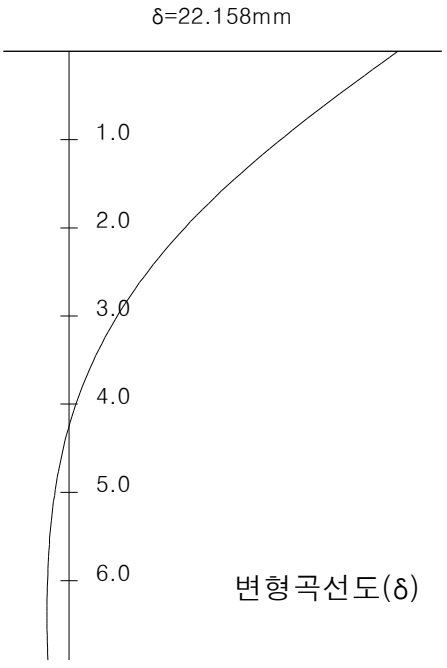
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

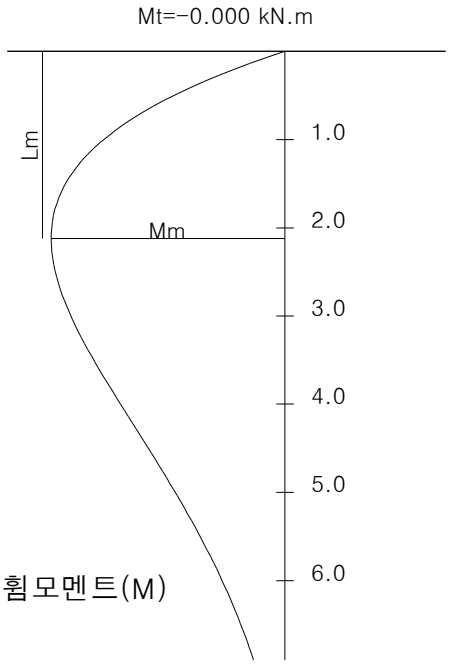
- 최대모멘트 및 깊이 : -189.894 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 22.158 mm
- 지표면에서의 변위 : 22.158 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-217.926	22.158	
0.460	-84.150	-150.030	18.421	
0.920	-139.910	-94.391	14.861	
1.380	-172.746	-50.192	11.602	
1.840	-187.667	-16.292	8.717	
2.300	-189.112	8.624	6.238	
2.760	-180.900	25.930	4.169	
3.220	-166.216	36.976	2.493	
3.680	-147.647	43.028	1.179	
4.140	-127.220	45.232	0.187	
4.600	-106.469	44.589	-0.528	
5.060	-86.503	41.953	-1.011	
5.520	-68.070	38.027	-1.306	
5.980	-51.628	33.376	-1.451	
6.440	-37.408	28.436	-1.484	
6.900	-25.462	23.531	-1.435	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

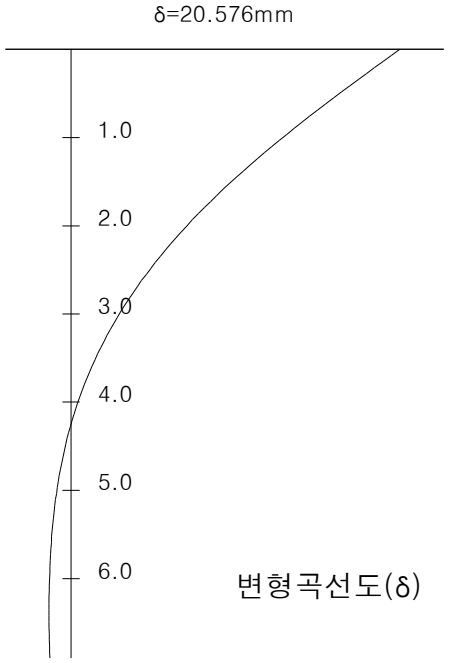
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

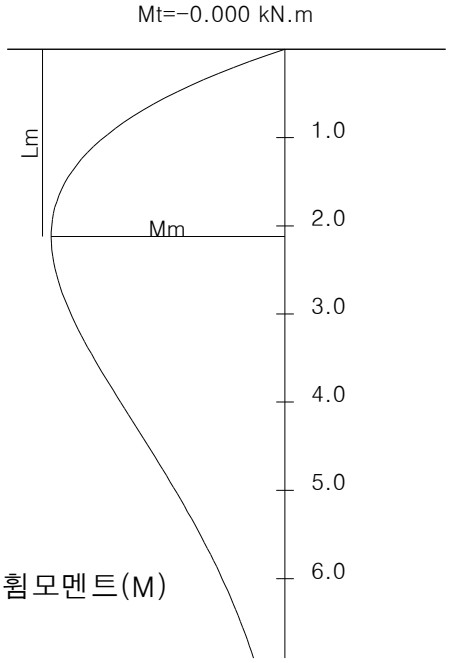
- 최대모멘트 및 깊이 : -176.331 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 20.576 mm
- 지표면에서의 변위 : 20.576 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-202.361	20.576	
0.460	-78.139	-139.314	17.105	
0.920	-129.917	-87.649	13.800	
1.380	-160.407	-46.607	10.773	
1.840	-174.263	-15.128	8.094	
2.300	-175.605	8.008	5.792	
2.760	-167.979	24.078	3.871	
3.220	-154.344	34.335	2.315	
3.680	-137.101	39.955	1.095	
4.140	-118.133	42.001	0.174	
4.600	-98.865	41.404	-0.491	
5.060	-80.324	38.956	-0.939	
5.520	-63.208	35.311	-1.213	
5.980	-47.941	30.992	-1.348	
6.440	-34.736	26.405	-1.378	
6.900	-23.643	21.850	-1.332	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

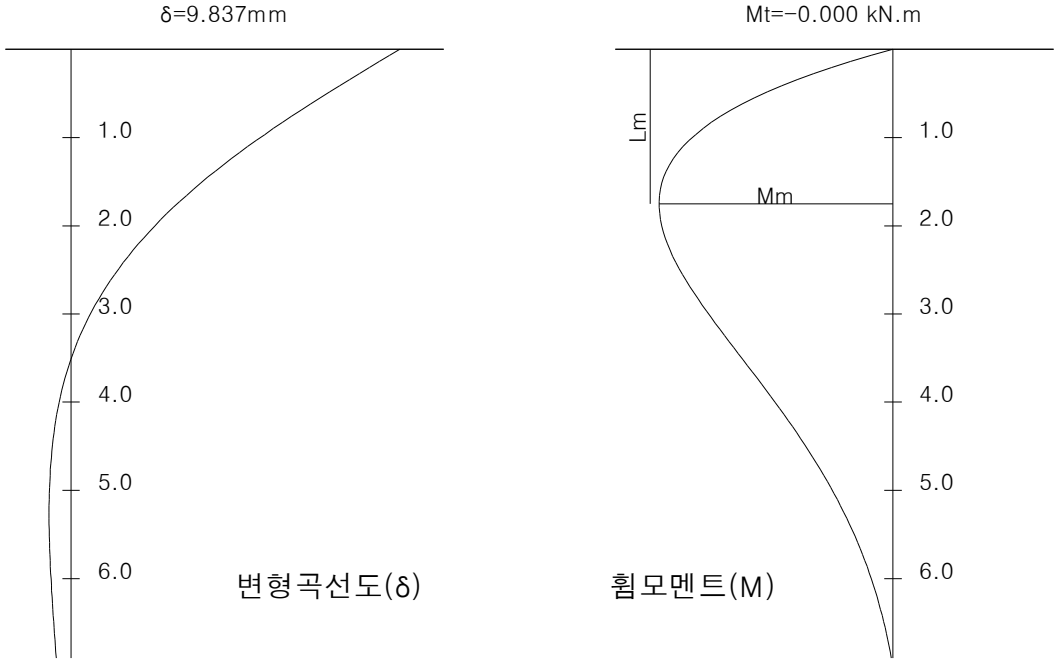
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -123.567 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.837 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.837 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-171.689	9.837	
0.460	-63.817	-108.176	7.836	
0.920	-101.669	-58.638	5.969	
1.380	-119.710	-21.780	4.320	
1.840	-123.385	4.134	2.930	
2.300	-117.292	21.011	1.806	
2.760	-105.152	30.735	0.938	
3.220	-89.845	35.050	0.298	
3.680	-73.499	35.486	-0.147	
4.140	-57.594	33.323	-0.431	
4.600	-43.082	29.587	-0.589	
5.060	-30.493	25.068	-0.654	
5.520	-20.050	20.343	-0.651	
5.980	-11.748	15.809	-0.604	
6.440	-5.438	11.713	-0.532	
6.900	-0.883	8.191	-0.447	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

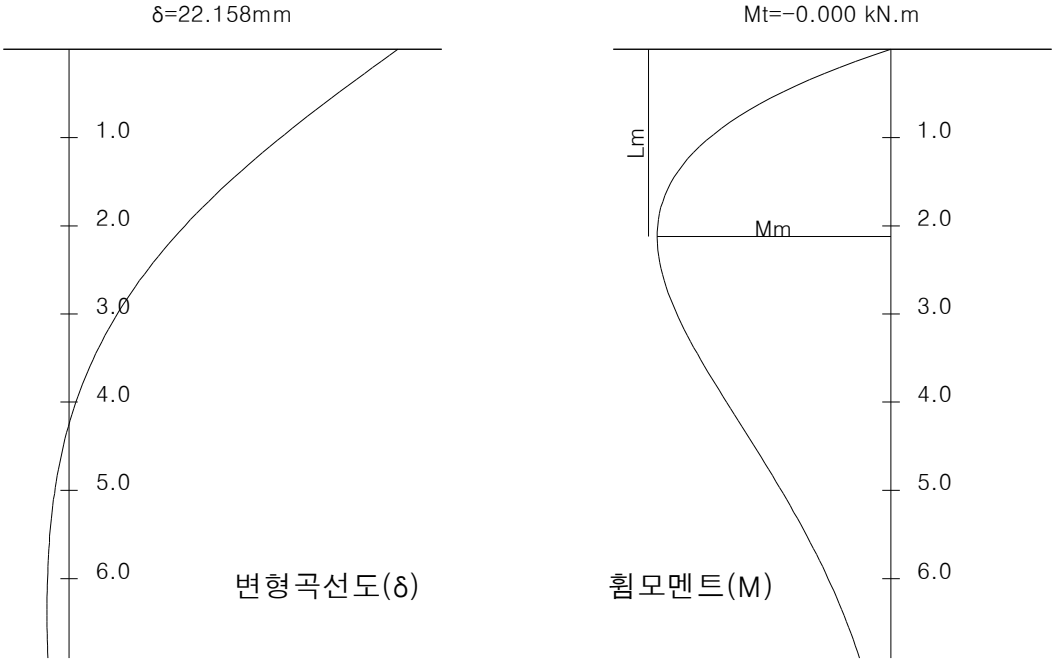
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -189.894 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 22.158 mm
- 지표면에서의 변위 : 22.158 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-217.926	22.158	
0.460	-84.150	-150.030	18.421	
0.920	-139.910	-94.391	14.861	
1.380	-172.746	-50.192	11.602	
1.840	-187.667	-16.292	8.717	
2.300	-189.112	8.624	6.238	
2.760	-180.900	25.930	4.169	
3.220	-166.216	36.976	2.493	
3.680	-147.647	43.028	1.179	
4.140	-127.220	45.232	0.187	
4.600	-106.469	44.589	-0.528	
5.060	-86.503	41.953	-1.011	
5.520	-68.070	38.027	-1.306	
5.980	-51.628	33.376	-1.451	
6.440	-37.408	28.436	-1.484	
6.900	-25.462	23.531	-1.435	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)

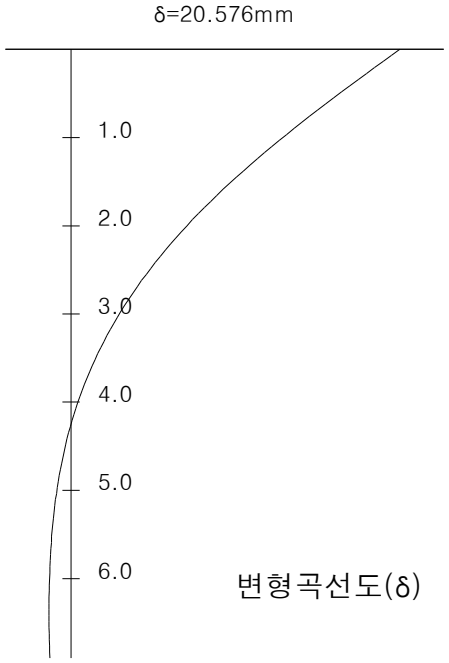
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

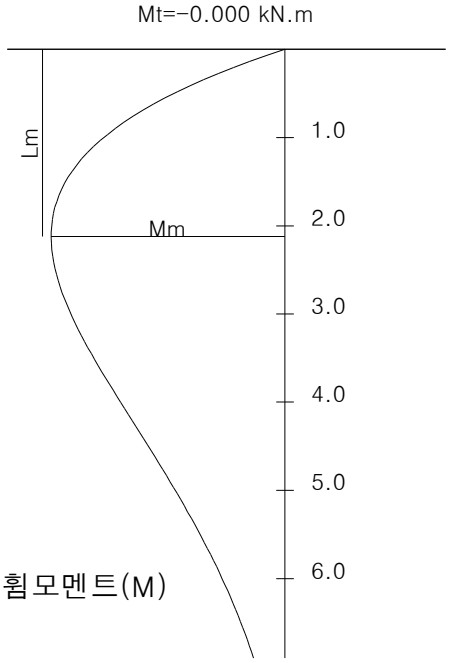
- 최대모멘트 및 깊이 : -176.331 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 20.576 mm
- 지표면에서의 변위 : 20.576 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-202.361	20.576	
0.460	-78.139	-139.314	17.105	
0.920	-129.917	-87.649	13.800	
1.380	-160.407	-46.607	10.773	
1.840	-174.263	-15.128	8.094	
2.300	-175.605	8.008	5.792	
2.760	-167.979	24.078	3.871	
3.220	-154.344	34.335	2.315	
3.680	-137.101	39.955	1.095	
4.140	-118.133	42.001	0.174	
4.600	-98.865	41.404	-0.491	
5.060	-80.324	38.956	-0.939	
5.520	-63.208	35.311	-1.213	
5.980	-47.941	30.992	-1.348	
6.440	-34.736	26.405	-1.378	
6.900	-23.643	21.850	-1.332	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)

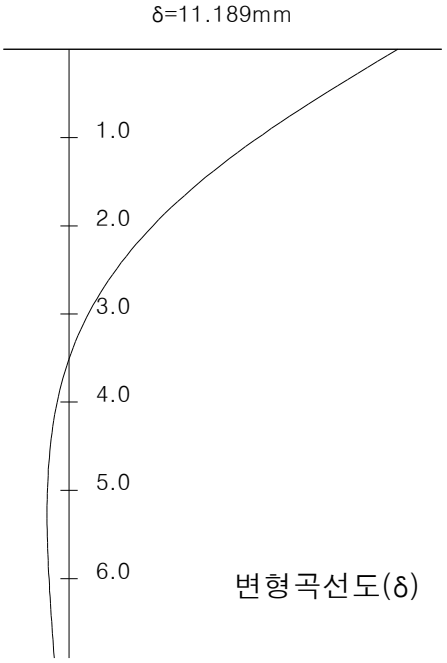
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

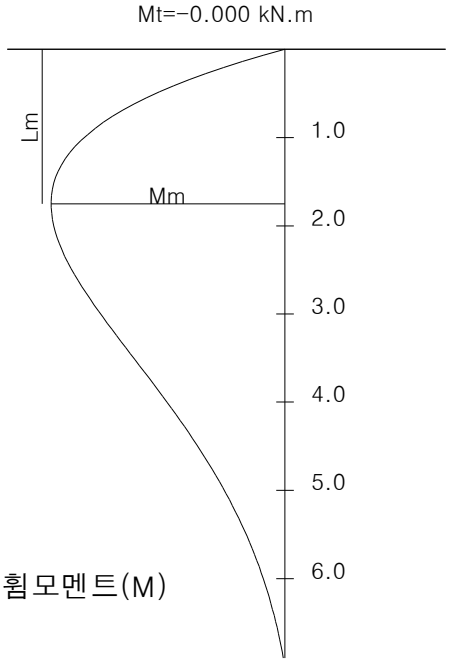
- 최대모멘트 및 깊이 : -140.559 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.189 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.189 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-195.299	11.189	
0.460	-72.592	-123.051	8.913	
0.920	-115.650	-66.702	6.790	
1.380	-136.172	-24.775	4.914	
1.840	-140.352	4.703	3.333	
2.300	-133.422	23.900	2.055	
2.760	-119.611	34.961	1.067	
3.220	-102.199	39.870	0.339	
3.680	-83.606	40.366	-0.167	
4.140	-65.514	37.905	-0.490	
4.600	-49.006	33.656	-0.671	
5.060	-34.687	28.516	-0.744	
5.520	-22.807	23.141	-0.740	
5.980	-13.363	17.982	-0.687	
6.440	-6.186	13.324	-0.605	
6.900	-1.005	9.317	-0.508	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	10.000	사질토	-	-	-
1.583	10.000	사질토	3.126	20.000	98.992
1.583	50.000	사질토	3.774	100.000	597.561
계	-	-	-	-	696.569

사질토 : f = 2.0 x N (≤ 100.0)

점성토 : f = 8.0 x N (≤ 100.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 13.0343 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 11.1892 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 696.569 + 0.000 = 232.190 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 696.569 + 0.000 = 348.285 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	510.015	355.991	1586.000	232.190	O.K
	HINGE	489.411	420.424	1586.000	232.190	O.K
COMBO 2	FIX	476.669	381.715	1586.000	232.190	O.K
	HINGE	506.526	392.859	1586.000	232.190	O.K
COMBO 3	FIX	784.190	-76.251	2379.000	348.285	O.K
	HINGE	696.279	54.668	2379.000	348.285	O.K
COMBO 4	FIX	707.042	475.210	1586.000	232.190	O.K
	HINGE	618.450	607.142	1586.000	232.190	O.K
COMBO 5	FIX	628.660	473.380	1586.000	232.190	O.K
	HINGE	597.037	545.626	1586.000	232.190	O.K
COMBO 6	FIX	1073.150	-188.562	2379.000	348.285	O.K
	HINGE	977.552	-46.195	2379.000	348.285	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 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.508 = 13.583 < 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	510.015	169.493	123.764	140.00	O.K
	HINGE	489.411	111.702	91.442	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	476.669	158.555	115.749	140.00	O.K
	HINGE	506.526	103.724	88.266	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	784.190	166.315	139.726	210.00	O.K
	HINGE	696.279	123.567	111.135	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	707.042	167.602	135.445	140.00	O.K
	HINGE	618.450	111.702	99.757	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	628.660	157.089	124.756	140.00	O.K
	HINGE	597.037	103.724	94.098	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1073.150	180.858	166.145	210.00	O.K
	HINGE	977.552	140.559	138.372	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

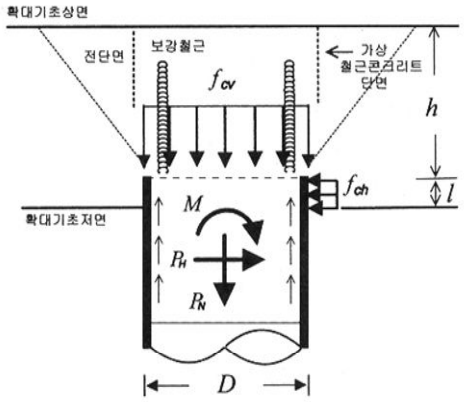
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	128.192	16.516	80.000	O.K
	HINGE	128.192	16.516	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	119.036	15.336	80.000	O.K
	HINGE	119.036	15.336	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	171.689	22.120	120.000	O.K
	HINGE	171.689	22.120	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	128.192	16.516	80.000	O.K
	HINGE	128.192	16.516	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	119.036	15.336	80.000	O.K
	HINGE	119.036	15.336	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	195.299	25.161	120.000	O.K
	HINGE	195.299	25.161	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 = 707041.6 / (π/4 x 508 ²)
= 3.488 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1073150.2 / (π/4 x 508 ²)
= 5.295 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 = 707041.6 / {π x (508 + 1700) x 1700 }
= 0.060 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1073150.2 / {π x (508 + 1700) x 1700 }
= 0.091 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 = 128191.908 / (508 x 100)
= 2.523 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 195298.989 / (508 x 100)
= 3.844 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)

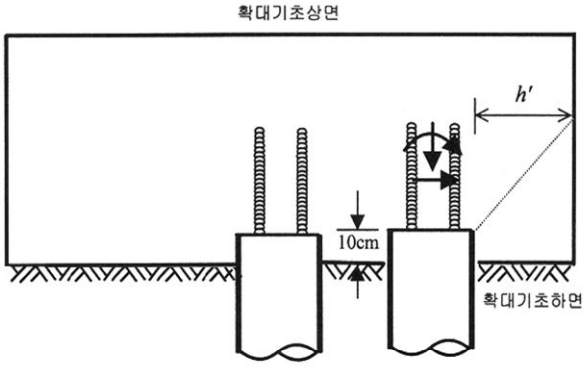
τh = 128191.908 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.216 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 195298.989 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.329 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.600 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 = 1086097.140 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)

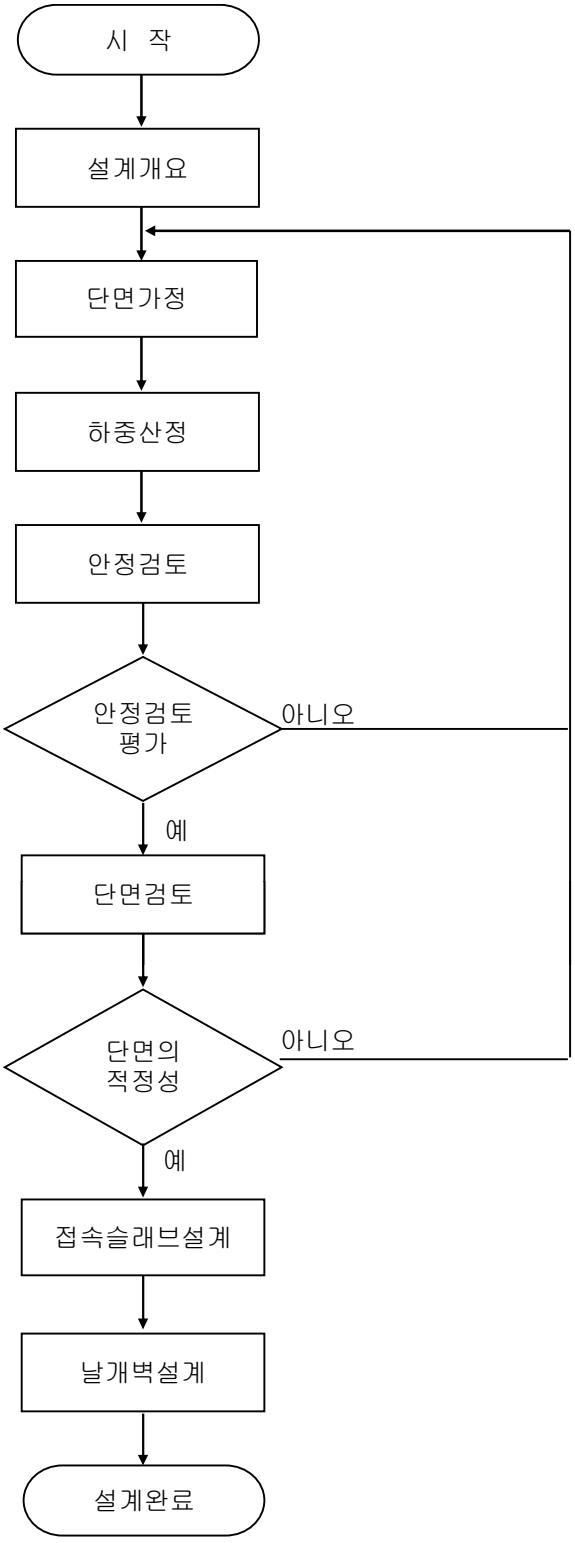
* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 6779.6 x 1650)

= 14613680.577 N ≥ PNmax = 1086097.140 N ∴ O.K

종점 교대(옥산방향)

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
평가
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

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) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1586	659.849	O.K
	허용인발력(kN/EA)	236.49	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	125.868	O.K
	전단응력(MPa)	80	15.24	O.K
	수평변위(mm)	15	12.028	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	934.841	O.K
	허용인발력(kN/EA)	354.734	-15.197	O.K
	휨응력(MPa)	210	151.989	O.K
	전단응력(MPa)	120	22.974	O.K
	수평변위(mm)	15	10.217	O.K

■ 단면 휨 설계

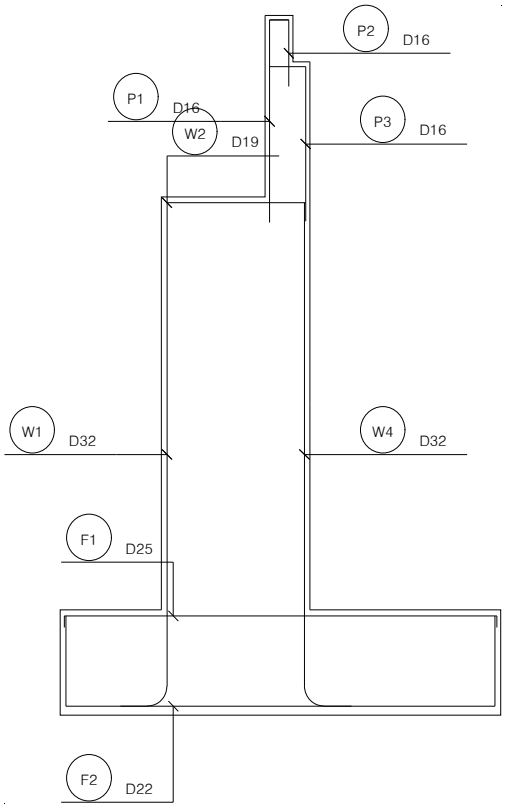
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1800	150	2131.77	3096.8	888.422	1284.997	1.446	O.K
후면저판		1800	100	3374.16	4053.6	1441.351	1726.426	1.198	O.K
벽체 (H=10.201)		2650	100	3867.62	6353.6	2486.871	4055.738	1.631	O.K
흉벽		800	80	972.124	1588.8	176.71	286.971	1.624	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	600	80	2644.24	3096.8	337.516	392.654	1.163	O.K
	화부(T=450	450	80	1242.44	3096.8	114.33	274.202	2.398	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2350.03	3096.8	301.259	392.654	1.303	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	3252.35	4053.6	411.428	506.698	1.232	O.K
우측날개벽	A(T=600 mm)	600	80	1068.47	1588.8	139.539	205.942	1.476	O.K
	화부(T=450	450	80	370.404	1588.8	34.69	145.17	4.185	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	746.801	1588.8	97.98	205.942	2.102	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	894.822	1588.8	117.152	205.942	1.758	O.K

■ 사용성 검토

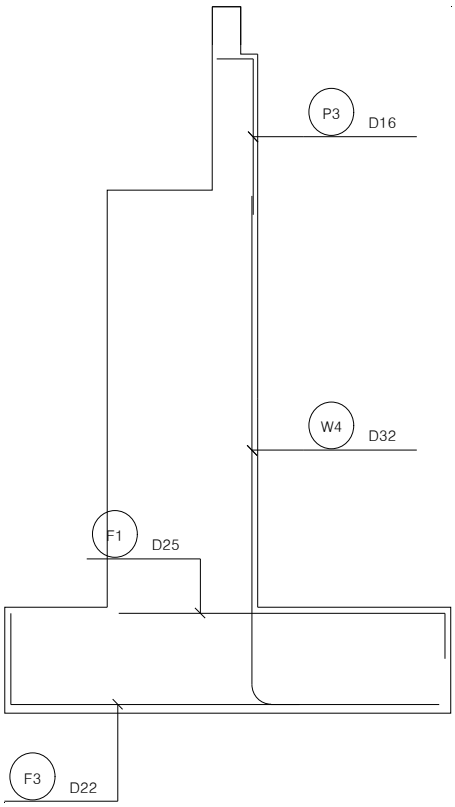
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		118.247	150	125	318.476	O.K
후면저판		127.871	150	125	397.104	O.K
벽체 (H=10.201)		64.66	150	125	974.329	O.K
흉벽		96.021	150	125	640.134	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	134.501	150	125	412.996	O.K
	화부(T=450	64.944	150	125	970.068	O.K
	B(T=600 mm)	120.053	150	125	483.462	O.K
	C(T=600 mm)	126.647	150	125	453.056	O.K
우측날개벽	A(T=600 mm)	105.939	150	125	563.355	O.K
	화부(T=450	37.419	150	125	1683.64	O.K
	B(T=600 mm)	74.387	150	125	846.923	O.K
	C(T=600 mm)	88.942	150	125	705.405	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

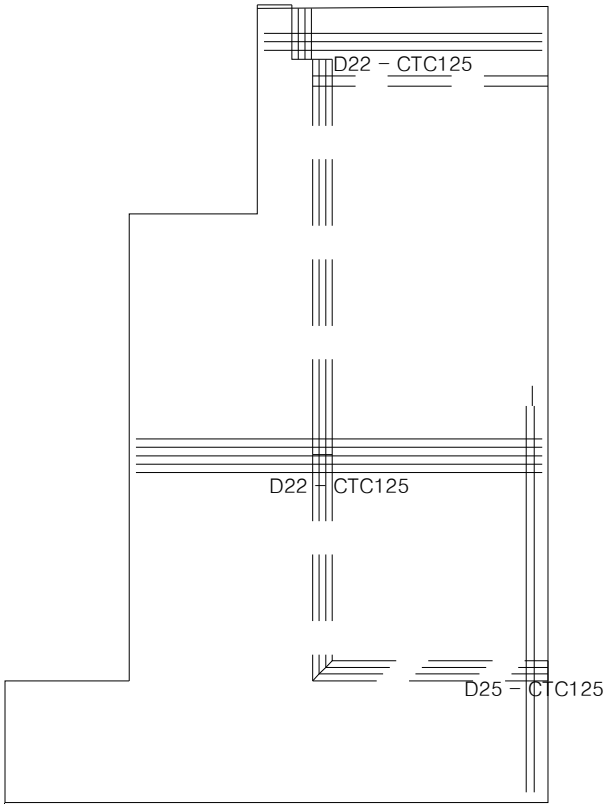


- ② Cycle (CTC = 250)

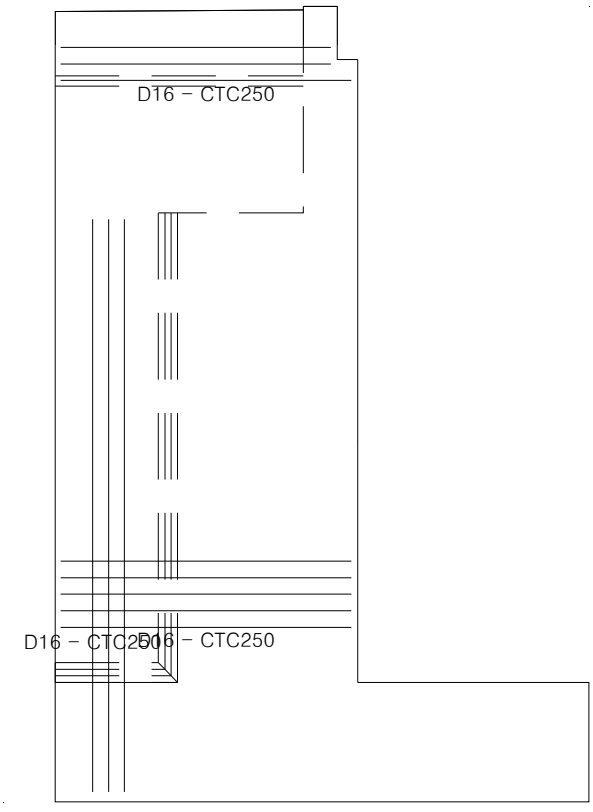


▣ 주철근 조립도

- 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 = 13.754 m
(5) 교 대 총높이 : H = 12.001 m
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 70.000 °

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 = 473.718 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 140.947 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

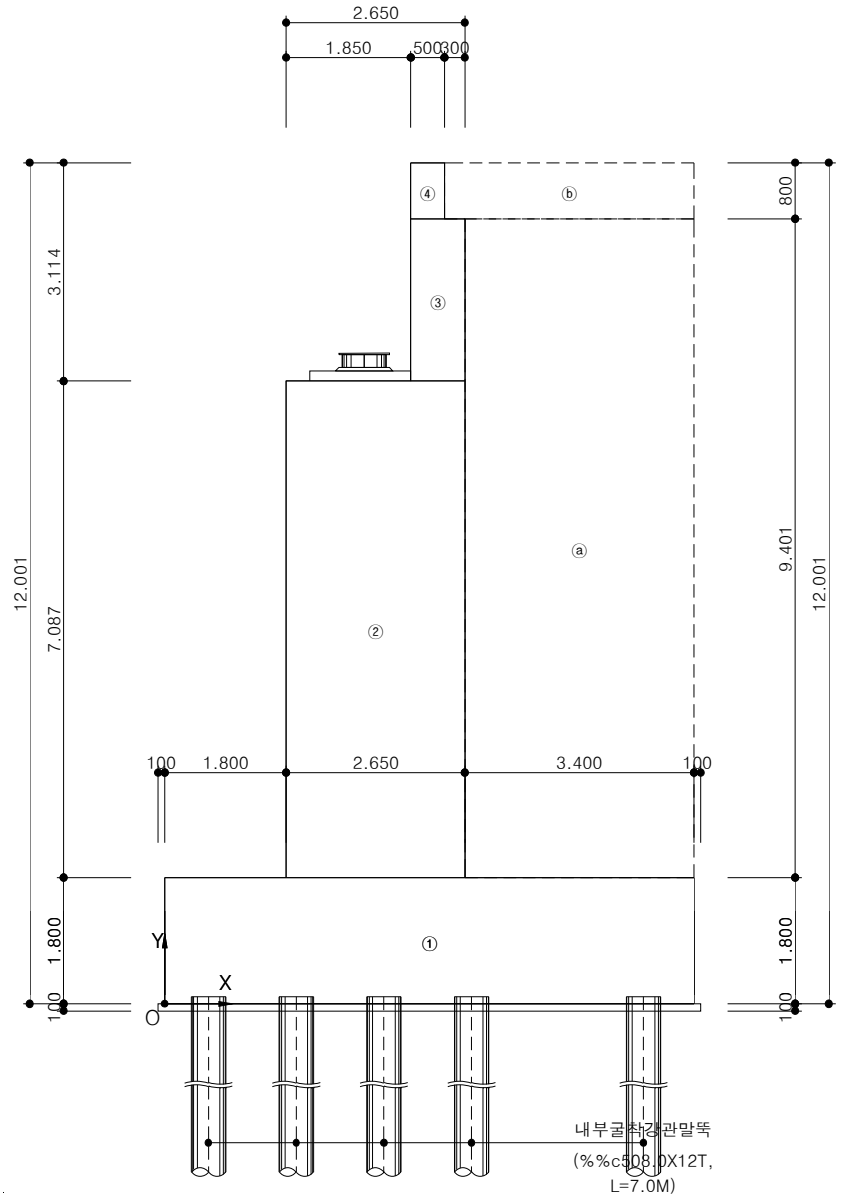
(1) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)

(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)

(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)

(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	1296.677	1305.124	1293.454	1304.705	1315.795	6515.755
활하중	408.690	379.653	365.406	373.410	411.492	1938.651

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	239.626	241.187	239.03	241.109	243.159	1204.112
직각방향	239.626	241.187	239.03	241.109	243.159	1204.112

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	7.850 × 1.800	= 14.130	25.000	353.250	27.200
	②	2.650 × 7.087	= 18.780	25.000	469.508	36.152
	③	0.800 × 2.314	= 1.851	25.000	46.275	3.563
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 35.161		879.033	67.686
뒷채움재	ⓐ	3.400 × 9.401	= 31.962	20.000	639.245	49.222
	ⓑ	3.700 × 0.800	= 2.960	20.000	59.200	4.558
	소계		= 34.922		698.445	53.780
총 계					1577.478	121.466

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	3.925	0.900	1386.506	24.480
	②	3.125	5.343	1467.213	193.177
	③	4.050	10.044	187.414	35.788
	④	3.900	11.601	39.000	8.933
	소 계			3080.133	262.378
뒷채움재	ⓐ	6.150	6.500	3931.359	319.959
	ⓑ	6.000	11.601	355.200	52.880
	소 계			4286.559	372.839
총 계				7366.691	635.217

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 3080.133 / 879.033 = 3.504 m
  Y = 262.378 / 67.686 = 3.876 m
- 뒷채움재 : X = 4286.559 / 698.445 = 6.137 m
  Y = 372.839 / 53.780 = 6.933 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

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

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

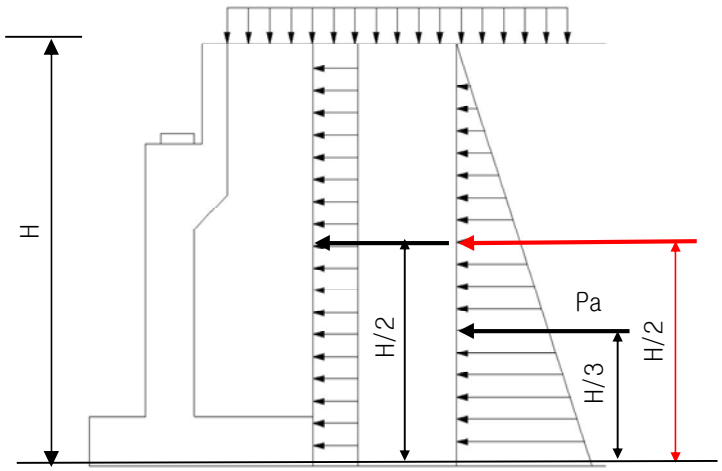
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

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

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



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 12.001 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 12.001² x cos(0.000)

= 390.283 kN

y = H / 3 = 4.000 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 12.001 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 12.001² x cos(0.000)

= 452.210 kN

y = H / 2 = 6.000 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 10.201 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 10.201² x cos(11.667 + 0.000)

= 255.779 kN

y = H / 3 = 3.400 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.201 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.201² x cos(0.000 + 0.000)

= 326.728 kN

y = H / 2 = 5.100 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 6515.755 ÷ (12.925 / sin70.000) = 473.718 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 1938.651 ÷ (12.925 / sin70.000) = 140.947 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

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

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.5$

$= 0.013$ m

교대의 폭원 : B = 13.754 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 17254.801 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

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

$= 17254.801 \times 0.012615 / 13.754$

$= 15.825$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

$Fm = \sum H \div (12.925 / \sin 70.0)$

$= 87.543$ kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1204.112 kN 임. 『지진하중 집계표』참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.700 = 37.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 12.001 m)

Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 12.001 x cos0.000

= 32.522 kN

y = H / 2 = 6.000 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 10.201 m)

Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 10.201 x cos11.667

= 25.075 kN

y = H / 2 = 5.100 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	879.033	-	3.504	3.876	3080.133	-
2. 교대구체(지진시	879.033	67.686	3.504	3.876	3080.133	262.380
3. 뒷채움재(평상시	698.445	-	6.137	6.933	4286.557	-
4. 뒷채움재(지진시	698.445	53.780	6.137	6.933	4286.557	372.837
5. 배면토압(평상시	-	390.283	-	4.000	-	1561.219
6. 배면토압(지진시	-	452.210	-	6.000	-	2713.411
7. 뒷채움 상재하중	37.000	32.522	6.000	6.000	222.000	195.143
8. 상부 고정하중	473.718	-	2.956	-	1400.310	-
9. 상부활하중	140.947	-	2.956	-	416.639	-
10. 교량받침마찰력	-	15.825	-	9.287	-	146.965
11. 상부관성력	-	87.543	-	9.287	-	813.004

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)	1614.478	422.805	7588.690	1756.362
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1577.478	390.283	7366.690	1561.219
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1577.478	573.676	7366.690	3348.628
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2229.143	438.630	9405.639	1903.327
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	2051.196	406.108	8767.000	1708.184
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2051.196	661.219	8767.000	4161.632

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

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

e = 말뚝도심(= 3.241) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.65	12	7.8	-
2 열	1.95	12	23.4	-
3 열	3.25	9	29.25	-
4 열	4.55	9	40.95	-
5 열	7.1	9	63.9	-
계	-	51	165.3	3.241

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	22205.530	5815.260	-0.371	-8238.252
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	21696.632	5367.952	-0.439	-9524.822
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	21696.632	7890.340	0.694	15057.463
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	30659.633	6032.917	-0.124	-3801.794
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	28212.150	5585.609	-0.200	-5642.430
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	28212.150	9094.406	0.996	28099.301

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

각 작용력은 교대의 전폭 13.754 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.

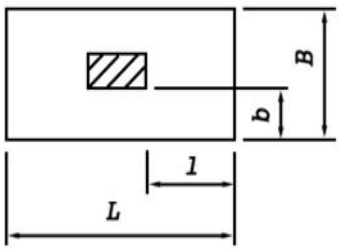
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 229116.124 x 51 / (13.754 x 7.850) = 108220.974 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 13.754 m)
B : 확대기초의 폭 (= 7.850 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 51 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 108220.974) / (26986000.000 x 1.800³)] = 0.213 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 3.400) = 3.400
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.925, 뒷굽기준으로 검토

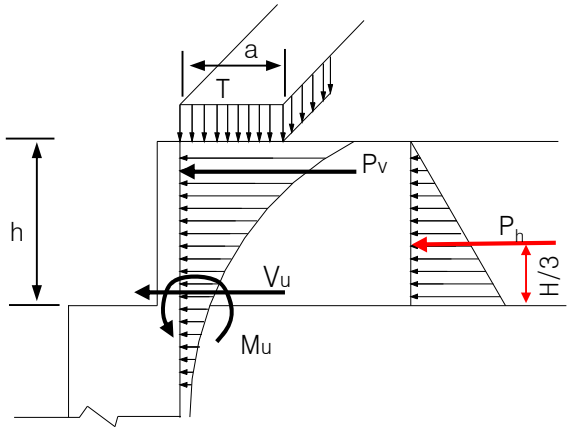


βλ = 0.213 x 3.400 = 0.725 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (3.114 - 0.36) = 79.211 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 3.114^2 x cos11.667 = 23.833 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.114 x 23.833 = 24.737 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 23.833 = 89.416 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 79.211 + 1.70 x 24.737 = 176.710 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.314 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.563 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.563 + 0.770 = 4.333 kN

Mw = 3.563 x 2.314/2 + 0.770 x (2.314 + 0.800/2) = 6.212 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 3.114^2 x cos0.000 = 30.444 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.114 x 30.444 = 47.397 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.333 + 1.00 x 30.444 = 34.777 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 6.212 + 1.00 x 47.397 = 53.609 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	89.416	176.710	
지진시	34.777	53.609	
설계단면력	89.416	176.710	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.201 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	40.485	4.076	-	1.000	40.485	165.023
2. 배면토압(평상시)	255.779	3.400	1.700	-	434.824	1478.499
3. 배면토압(지진시)	326.728	5.100	-	1.000	326.728	1666.422
4. 뒷채움 상재하중	25.075	5.100	1.700	-	42.627	217.414
5. 교량받침마찰력	15.825	7.487	1.300	-	20.572	154.025
6. 상부관성력	87.543	7.487	-	1.000	87.543	655.427

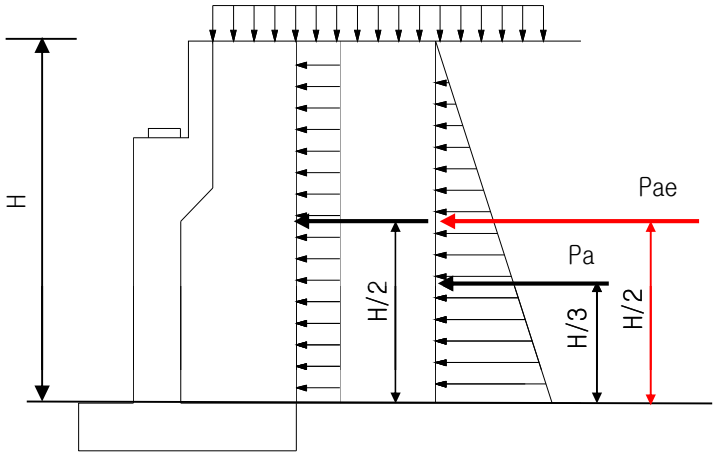
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 40.485 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 165.023 kN.m

y = Mo / Ho = 165.023 / 40.485 = 4.076



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 10.201 m)	455.396	1632.524	
지진시(H = 10.201 m)	454.756	2486.872	
설계단면력	455.397	2486.871	

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	879.033	-	3.504	3.876	3080.133	-
2. 교대구체(지진시	879.033	67.686	3.504	3.876	3080.133	262.380
3. 뒷채움재(평상시	698.445	-	6.137	6.933	4286.557	-
4. 뒷채움재(지진시	698.445	53.780	6.137	6.933	4286.557	372.837
5. 배면토압(평상시	-	390.283	-	4.000	-	1561.219
6. 배면토압(지진시	-	452.210	-	6.000	-	2713.411
7. 토압의 연직분력	57.022	-	6.717	-	382.998	-
8. 뒷채움 상재하중	37.000	32.522	6.000	6.000	222.000	195.143
9. 상부 고정하중	473.718	-	2.956	-	1400.310	-
10. 상부활하중	140.947	-	2.956	-	416.639	-
11. 교량받침마찰력	-	15.825	-	9.287	-	146.965
12. 상부관성력	-	87.543	-	9.287	-	813.004

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+	2227.209	718.769	10705.094	2985.815
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	2147.659	663.481	10227.794	2654.072
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1577.478	573.676	7366.690	3348.628
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	3146.078	739.341	13421.270	3176.870
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2763.492	684.054	12048.197	2845.127
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2051.196	661.219	8767.000	4161.632

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(=3.241) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

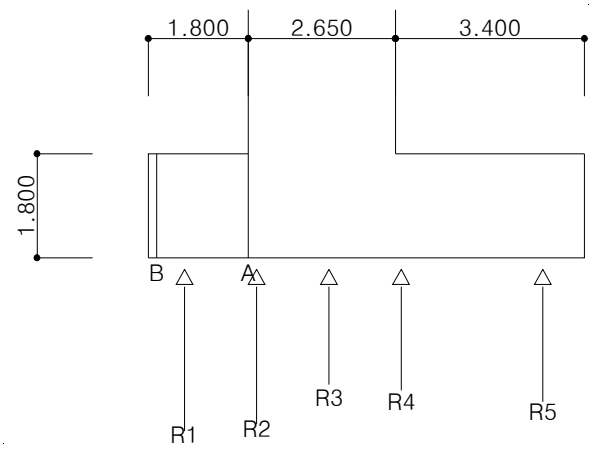
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	30633.03	9885.942	-0.225	-6892.432
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	29538.899	9125.519	-0.285	-8418.586
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	21696.632	7890.34	0.694	15057.463
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	43271.16	10168.896	-0.015	-649.067
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11	38009.072	9408.473	-0.089	-3382.807
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	28212.15	9094.406	0.996	28099.301

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(13.754 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.754 (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 13.754 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 13.754 (kN/m)
R4 = Ru4 x 9본 / 13.754 (kN/m)
R5 = Ru5 x 9본 / 13.754 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	665.600	633.010	600.890	636.730	707.030
COMB 2	618.500	598.780	579.490	623.270	709.130
COMB 3	663.540	544.080	424.890	346.600	193.020
COMB 4	979.950	913.980	848.480	851.850	858.470
COMB 5	839.000	791.980	745.400	762.990	797.490
COMB 6	934.840	743.360	552.190	406.080	119.470

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.150 x 25.000 = 6.750 kN
Ma = 1.800 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 72.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00
Ma = R1 x 1.150

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	667.802	8.775	573.032
COMB 2	0.000	620.546	8.775	525.776
COMB 3	0.000	665.735	6.750	592.835
COMB 4	0.000	983.192	8.775	888.422
COMB 5	0.000	841.776	8.775	747.006
COMB 6	0.000	937.933	6.750	865.033

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

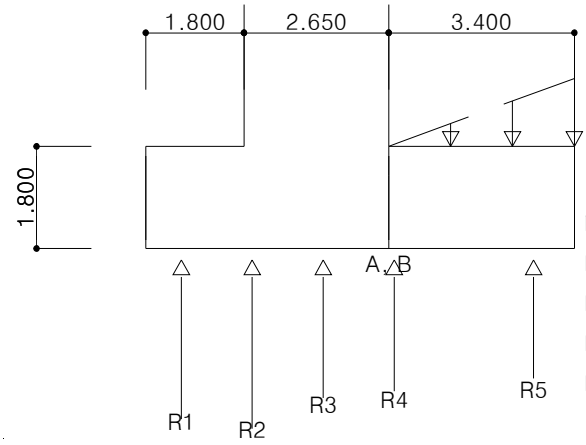
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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



전단력 계산시 R4의 반력은 콘크리트구조설계기준 1203.2 (4)에 해 69.700%의 값을 적용.

→ (4.450 + 0.508/2 - 4.550) / 0.508 = 0.697

말뚝거리 : 4.550m, 전단검토위치 : 4.450 m

R1 = Ru1 x 12본 / 13.754 (kN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 13.754 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 13.754 (kN/m)

R4 = Ru4 x 9본 / 13.754 (kN/m)

R5 = Ru5 x 9본 / 13.754 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	529.210	565.050	600.430	567.840	503.920
COMB 2	491.940	535.720	579.060	559.340	520.660
COMB 3	581.490	503.190	424.610	305.150	70.810
COMB 4	841.730	845.100	848.010	782.030	652.630
COMB 5	710.220	727.810	744.960	697.940	605.710
COMB 6	844.410	698.300	551.880	360.400	-15.200

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 3.400 x 25.000 = 153.000 kN

Ma = 1.800 x 3.400 x 25.000 x 3.400 / 2 = 260.100 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 698.445 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 698.445 kN

Ma = 698.445 x (6.137 - 4.450) = 1178.477 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.400 = 34.000 kN

Ma = 10.000 x 3.400 x 3.400 / 2 = 57.800 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$Pv = 1/2 \times Ka \times r \times H^2 \times \sin\delta$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 10.201^2 \times \sin 11.667$

$= 57.022$ kN

$Qv = 2 \times Pv / L$

$= 2 \times 57.022 / 3.400$

$= 33.543$ kN

Vb = 33.543 x 3.400 / 2 = 57.022 kN

Ma = 33.543 x 3.400 x 3.400 / 3 = 129.251 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 + R5 ; R4의 반력에 대해서는 69.700%의 반력을 적용한다.

Ma = R4 x 0.100 + R5 x 2.650

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	588.649	910.942	688.268	1303.204
COMB 2	595.727	939.412	608.090	1150.464
COMB 3	185.473	142.750	665.972	1295.827
COMB 4	783.619	1182.817	493.297	1031.329
COMB 5	714.576	1095.956	489.241	993.920
COMB 6	154.386	-2.774	697.059	1441.351

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)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	888.42	8.78

* 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 (1650.00 - 53.578) / 53.578 = 0.08939

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2131.771 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.453]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2131.771 mm²

ρmin = Max(2131.771, 1800.000) / bd = 0.00129

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00188

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 (1650.00 - a/2) = 1284.997 kN.m

≥ Mu (= 888.422 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.446]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1650.00 = 1077.775 kN

≥ Vu (= 8.775 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1441.35	697.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 70.131) / 70.131 = 0.06972

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3374.159 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.201]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 3374.159 mm²

ρmin = Max(3374.159, 1800.000) / bd = 0.00198

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00238

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (1700.00 - a/2) = 1726.426 kN.m

≥ Mu (= 1441.351 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.198]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1700.00 = 1110.435 kN

≥ Vu (= 697.059 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 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 (H=10.201)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2650.00	2550.00	100.00	2486.87	455.40

* 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 (2550.00 - 109.924) / 109.924 = 0.06659

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3867.618 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.643]

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 = 0.00249

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (2550.00 - a/2) = 4055.738 kN.m

≥ Mu (= 2486.871 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.631]

* 전단에 대한 검토 (d = 2550.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2550.00 = 1665.653 kN

≥ Vu (= 455.397 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 2650.0 x 1000.0 = 3975.000 ㎟ > 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	176.71	89.42

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 972.124 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.634]

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 (= 176.710 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.624]

* 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 (= 89.416 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 (3.114 - 0.36) = 79.211 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 3.114^2 x cos11.667 = 23.833 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.114 x 23.833 = 24.737 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 23.833 = 52.597 kN

Ms = 79.211 + 24.737 = 103.947 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.201 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	40.485	4.076	-	1.000	40.485	165.023
2. 배면토압(평상시)	255.779	3.400	1.000	-	255.779	869.705
3. 배면토압(지진시)	326.728	5.100	-	1.000	326.728	1666.422
4. 뒷채움 상재하중	25.075	5.100	1.000	-	25.075	127.891
5. 교량받침마찰력	15.825	7.487	1.000	-	15.825	118.480
6. 상부관성력	87.543	7.487	-	1.000	87.543	655.427

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 40.485 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 165.023 kN.m

y = Mo / Ho = 165.023 / 40.485 = 4.076

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	271.604	988.186	

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+	1671.500	422.805	7971.687	1756.361
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1634.500	390.283	7749.687	1561.219
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1577.478	573.676	7366.689	3348.627
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2286.165	438.630	9788.637	1903.327
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2108.218	406.108	9149.997	1708.184
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2051.196	661.219	8767.000	4161.632

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(=3.241) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

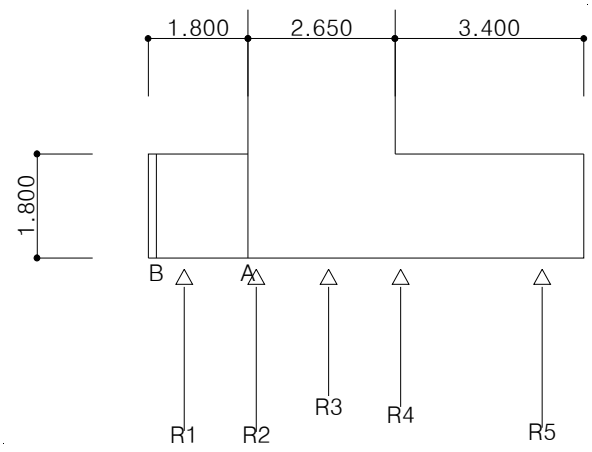
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	22989.811	5815.26	-0.477	-10966.14
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	22480.913	5367.952	-0.545	-12252.098
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	21696.632	7890.34	0.694	15057.463
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	31443.913	6032.917	-0.208	-6540.334
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11	28996.43	5585.609	-0.289	-8379.968
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	28212.15	9094.406	0.996	28099.301

각 작용력은 교대의 전폭(13.754 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.754 (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 13.754 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 13.754 (kN/m)
R4 = Ru4 x 9본 / 13.754 (kN/m)
R5 = Ru5 x 9본 / 13.754 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	431.590	433.500	435.690	478.530	562.560
COMB 2	402.620	414.060	425.760	475.290	572.440
COMB 3	663.540	544.080	424.890	346.600	193.020
COMB 4	644.870	622.940	601.300	621.070	659.850
COMB 5	572.320	562.720	553.380	582.720	640.270
COMB 6	934.840	743.360	552.190	406.080	119.470

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.150 x 25.000 = 6.750 kN

Ma = 1.800 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 72.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

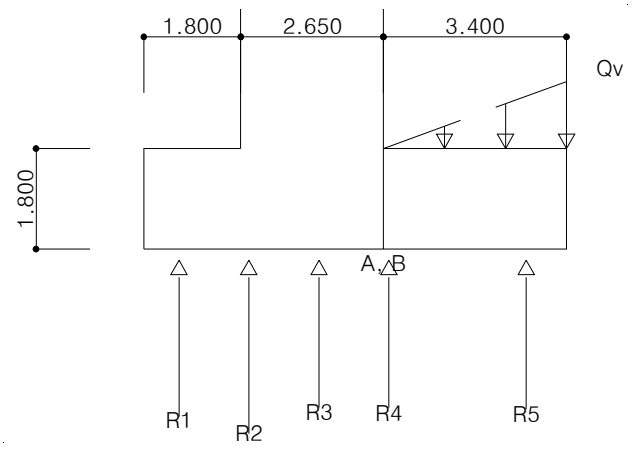
Ma = R1 x 1.150

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	433.018	6.750	360.118
COMB 2	0.000	403.952	6.750	331.052
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	647.003	6.750	574.103
COMB 5	0.000	574.213	6.750	501.313
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.754 (kN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 13.754 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 13.754 (kN/m)

R4 = Ru4 x 9본 / 13.754 (kN/m)

R5 = Ru5 x 9본 / 13.754 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	350.020	392.860	435.420	437.330	441.080
COMB 2	326.710	376.230	425.500	436.940	459.380
COMB 3	581.490	503.190	424.610	305.150	70.810
COMB 4	561.770	581.530	601.020	579.100	536.090
COMB 5	494.700	524.040	553.110	543.510	524.670
COMB 6	844.410	698.300	551.880	360.400	-15.200

- 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 = R4 + R5 ; R4의 반력에 대해서는 69.700%의 반력을 적용한다.

Ma = R4 x 0.100 + R5 x 2.650

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	488.022	793.439	454.445	832.189
COMB 2	499.819	825.145	408.649	742.682
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	614.833	967.461	327.634	658.167
COMB 5	591.133	945.330	317.335	622.498
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)] = 574.103 x 1000000 / [3096.800 x (1650.000 - 246.662/3)]
= 118.247 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1650.0/(7x3096.800)]
= 246.662 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22/2 = 139.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 118.25) - 2.5 x 139.00 = 318.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 118.25) = 532.78 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 318.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 318.48 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 832.189 x 1000000 / [4053.600 x (1700.000 - 283.524/3)]
= 127.871 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x4053.600)]
= 283.524 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.87) - 2.5 x 87.50 = 397.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.87) = 492.68 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 397.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 397.10 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=10.201)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 988.186 x 1000000 / [6353.600 x (2550.000 - 433.857/3)]
= 64.660 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2550.0/(7x6353.600)]
= 433.857 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.66) - 2.5 x 84.00 = 1007.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 64.66) = 974.33 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 974.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 974.33 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 103.947 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 96.021 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

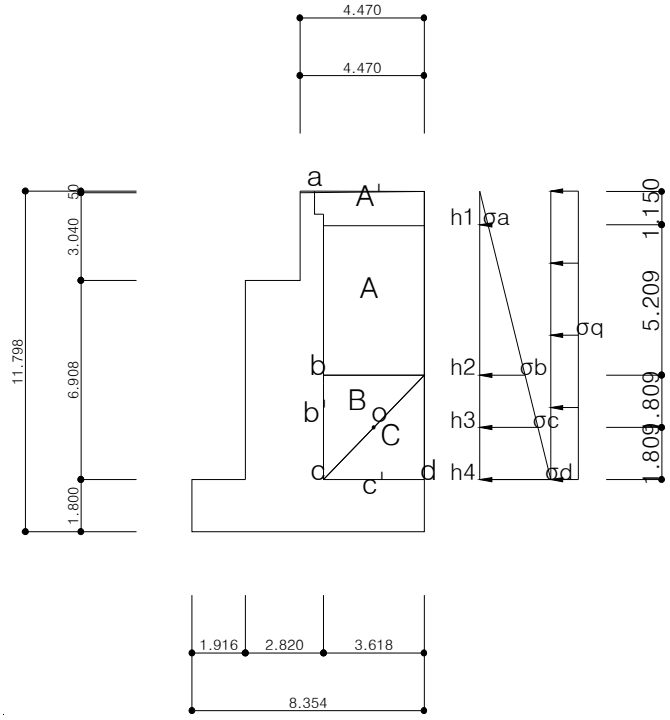
Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 96.02) - 2.5 x 72.00 = 640.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 96.02) = 656.11 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 640.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 640.13 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

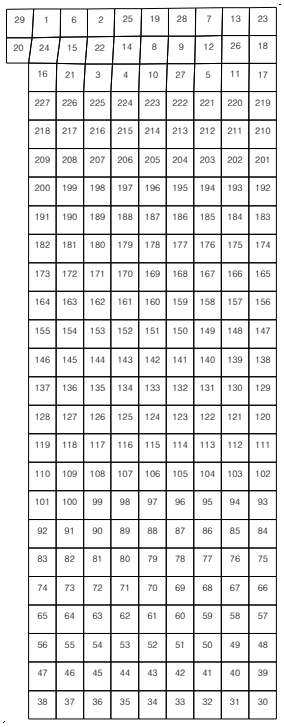


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	337.516	301.259	411.428	114.33
전단력(kN)	0	253.275	254.886	299.466	102.422

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	198.539	177.211	242.016	67.253
전단력(kN)	0	148.985	149.933	176.157	60.248

(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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	337.52	253.28

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2644.241 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.171]

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 (= 337.516 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.163]

* 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 (= 253.275 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	114.33	102.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1242.436 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.493]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 114.330 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.398]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 102.422 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	301.26	254.89

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2350.031 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.318]

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 (= 301.259 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.303]

* 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 (= 254.886 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	411.43	299.47

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3252.348 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.246]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 411.428 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.232]

* 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 (= 299.466 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 198.539 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 134.501 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.50) - 2.5 x 69.00 = 413.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.50) = 468.40 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 413.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 413.00 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.253 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 64.944 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.94) - 2.5 x 69.00 = 1040.09 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 64.94) = 970.07 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 970.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 970.07 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 177.211 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]

= 120.053 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 120.05) - 2.5 x 69.00 = 483.46 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 120.05) = 524.77 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 483.46 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 483.46 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 242.016 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 126.647 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 126.65) - 2.5 x 67.50 = 453.06 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 126.65) = 497.45 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

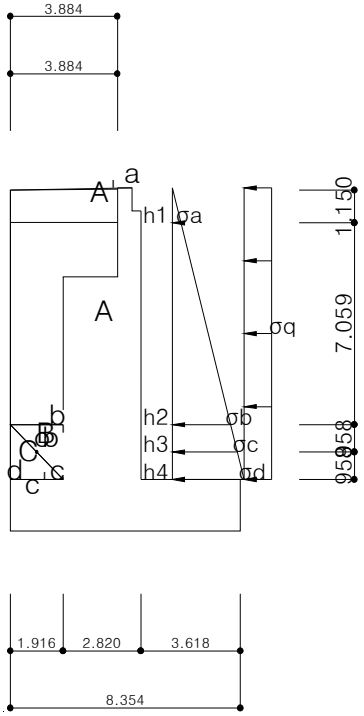
Sa는 작은 값인 453.06 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 453.06 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정



U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델

28	25	22	19	16	13	10	7	4	1
29	26	23	20	17	14	11	8	5	2
30	27	24	21	18	15	12	9	6	3
89	88	74	144	156	58	108	100	121	111
113	135	59	34	104	162	38	118	149	109
78	147	43	72	49	97	50	37	76	141
86	151	103	110	41	157	158	71	140	82
122	47	75	87	33	83	112	146	161	73
131	170	143	138	81					
60	168	85	80	102					
48	53	77	137	119					
150	45	62	117	46					
116	139	67	35	84					
91	128	52	136	129					
107	36	54	42	95					
120	164	165	126	96					
123	125	56	152	133					
98	166	167	163	124					
44	154	40	148	94					
99	61	160	55	145					
57	39	159	153	134					
90	169	93	92	66					
65	142	32	51	105					
127	70	101	155	114					
63	31	130	132	69					
79	64	115	106	68					

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	139.539	97.98	117.152	34.69
전단력(kN)	0	174.129	166.047	165.278	41.842

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	82.082	57.635	68.913	20.406
전단력(kN)	0	102.429	97.675	97.222	24.613

(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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	139.54	174.13

* 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 (520.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05375

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1068.473 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.487]

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 = 0.00306

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 (520.00 - a/2) = 205.942 kN.m

≥ Mu (= 139.539 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.476]

* 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 (= 174.129 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	34.69	41.84

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 370.404 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.289]

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 (= 34.690 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.185]

* 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 (= 41.842 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	97.98	166.05

* 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 (520.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05375

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 746.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.127]

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 = 0.00306

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 (520.00 - a/2) = 205.942 kN.m

≥ Mu (= 97.980 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.102]

* 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 (= 166.047 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	117.15	165.28

* 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 (520.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05375

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 894.822 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.776]

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 = 0.00306

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 (520.00 - a/2) = 205.942 kN.m

≥ Mu (= 117.152 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.758]

* 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 (= 165.278 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 82.082 x 1000000 / [1588.800 x (520.000 - 96.999/3)]

= 105.939 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1588.800)]

= 96.999 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 105.94) - 2.5 x 72.00 = 563.36 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 105.94) = 594.68 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 563.36 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 563.36 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20.406 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 37.419 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 37.42) - 2.5 x 72.00 = 1924.55 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 37.42) = 1683.64 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1683.64 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1683.64 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.635 x 1000000 / [1588.800 x (520.000 - 96.999/3)]

= 74.387 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1588.800)]

= 96.999 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 74.39) - 2.5 x 72.00 = 878.65 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 74.39) = 846.92 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 846.92 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 846.92 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 68.913 x 1000000 / [1588.800 x (520.000 - 96.999/3)]

= 88.942 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x1588.800)]

= 96.999 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.94) - 2.5 x 72.00 = 705.41 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 88.94) = 708.32 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 705.41 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 705.41 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 11.321 = 7.925 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

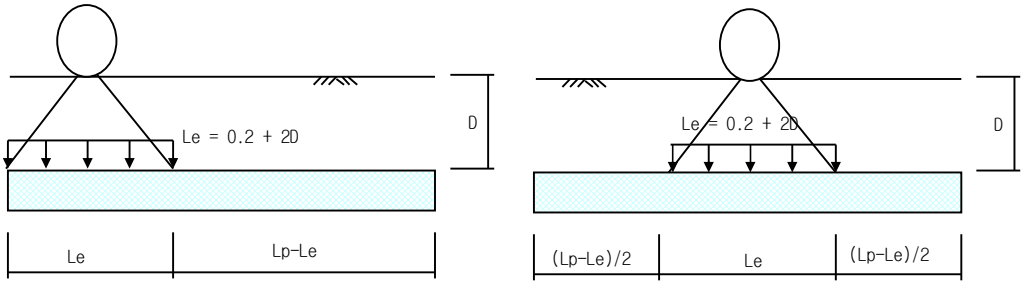
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 7.925 / 2 - 19035981360 = 40.638 kN/m

Md = 11.250 x 7.925² / 8 = 88.310 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 3.000 x (1 + i) / [0.200 x (96.0 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN/m²

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 7.925)

= 78.475 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.925/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 162.750 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 40.638 + 2.15 x 78.475

= 221.552 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 88 + 2.15 x 163

= 464.716 kN.m

2) 단면력 검토

- 극한한계상태 : = 1.30 x Dc + 2.15 x LL, ηi = 1.00

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	464.72	221.55

* 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 (350.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00696

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4383.639 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.172]

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 = 0.01468

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 (350.00 - a/2) = 533.309 kN.m

≥ Mu (= 464.716 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.148]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 221.552 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4383.6 ㎟

필요 철근량 : 4383.6 x 0.248 = 1089.2 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 251.060 x 1000000 / [5139.200 x (350.000 - 126.741/3)]

= 158.738 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x5139.200)]

= 126.741 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 158.74) - 2.5 x 85.50 = 282.35 mm

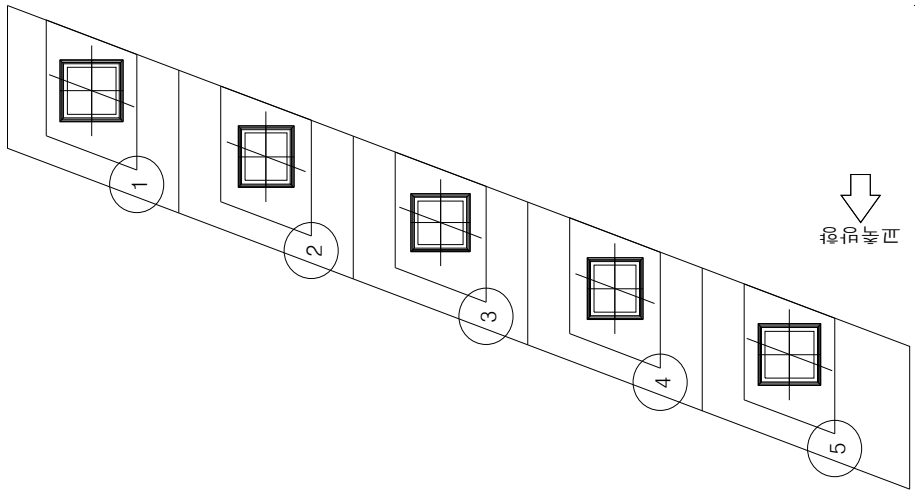
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 158.74) = 396.88 mm

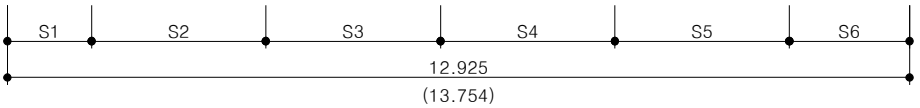
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 282.35 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.35 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 50.460 = 452.300 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	452.300	650.000	700.000	598.151	O.K
2	452.300	650.000	600.000	642.994	O.K
3	452.300	600.000	650.000	657.936	O.K
4	452.300	650.000	600.000	642.994	O.K
5	452.300	650.000	700.000	598.151	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 70.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 20.00°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x θ^2) mm

= (200 + 1.67 x 50.460 + 6.66 x 0.000) x (1 + 0.000125 x 20.00^2)

= 298.482 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1969 - 80 - 50 = 1839 mm ≥ 298 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2800.000	1705.367	O.K	414.115	299.532	O.K
SHOE 2	2250.000	1684.777	O.K	345.096	301.484	O.K
SHOE 3	2250.000	1658.860	O.K	345.096	298.788	O.K
SHOE 4	2250.000	1678.115	O.K	345.096	301.387	O.K
SHOE 5	2800.000	1727.287	O.K	414.115	303.949	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(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1705.367	225.212	225.212	1856.000	1855.000	
2	1684.777	226.679	226.679	1756.000	1900.000	
3	1658.860	224.653	250.060	1806.000	1850.000	
4	1678.115	226.607	226.607	1756.000	1900.000	
5	1727.287	228.533	228.533	1856.000	2341.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3544.610	4369.200	O.K	3518.136	4766.400	O.K
2	3529.722	4369.200	O.K	3645.247	4766.400	O.K
3	3544.950	4369.200	O.K	3712.991	4766.400	O.K
4	3521.255	4369.200	O.K	3636.323	4766.400	O.K
5	3593.009	4369.200	O.K	3816.559	4766.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1501.415	6081.600	O.K	1501.415	6081.600	O.K
2	1511.196	6081.600	O.K	1511.196	6081.600	O.K
3	1497.684	6081.600	O.K	1667.064	6081.600	O.K
4	1510.711	6081.600	O.K	1510.711	6081.600	O.K
5	1523.552	6081.600	O.K	1523.552	6081.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1727.287 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 50.5

  = 0.012615 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 3834.400 x 0.012615

  = 48.371 kN/m

  Hx1 = 48.371 / 1.15 = 42.062 kN

  Hx2 = 0.000 / -22620629346888762000000 = 228.533 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 228.533 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 303.949 / 1.33 = 228.533 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 228.533 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 650.000 mm b1y = 700.000 mm

b2x = 1156.000 mm b2y = 1720.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2312.000 mm < 5 x b1x = 3250.000 mm

bcy = 2 x b2y = 3440.000 mm < 5 x b1y = 3500.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 650.000/2312.000) x 1727.287 x 10^3 /150.000

= 2069.457 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 700.000/3440.000) x 1727.287 x 10^3 /150.000

= 2293.007 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 228.533 x 10^3 / 150.000

= 1523.552 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 228.533 x 10^3 / 150.000

= 1523.552 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 650.000 + 1720.000 = 2370.000 ㎜

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 1156.000 ㎜가 Bxo/2 = 1185.000 ㎜보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 1156.000 + (650.000+1720.000)/2 = 2341.000 ㎜

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 700.000 + 1156.000 = 1856.000 ㎜

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 2293.007 + 1523.552 = 3816.559 ㎟

  Bxo = 2341.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 24 EA

  As = 198.600 x 24 = 4766.400 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 2069.457 + 1523.552 = 3593.009 ㎟

  Byo = 1856.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 228.533 x 10^3 / 150.000 = 1523.552 ㎟

사용철근 : D13 - 26 EA + D13 - 22 EA

As = 126.700 x 26 + 126.700 x 22 = 6081.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 228.533 x 10^3 / 150.000 = 1523.552 ㎟

사용철근 : D13 - 26 EA + D13 - 22 EA

As = 126.700 x 26 + 126.700 x 22 = 6081.600 ㎟ ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	6.900

※ 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

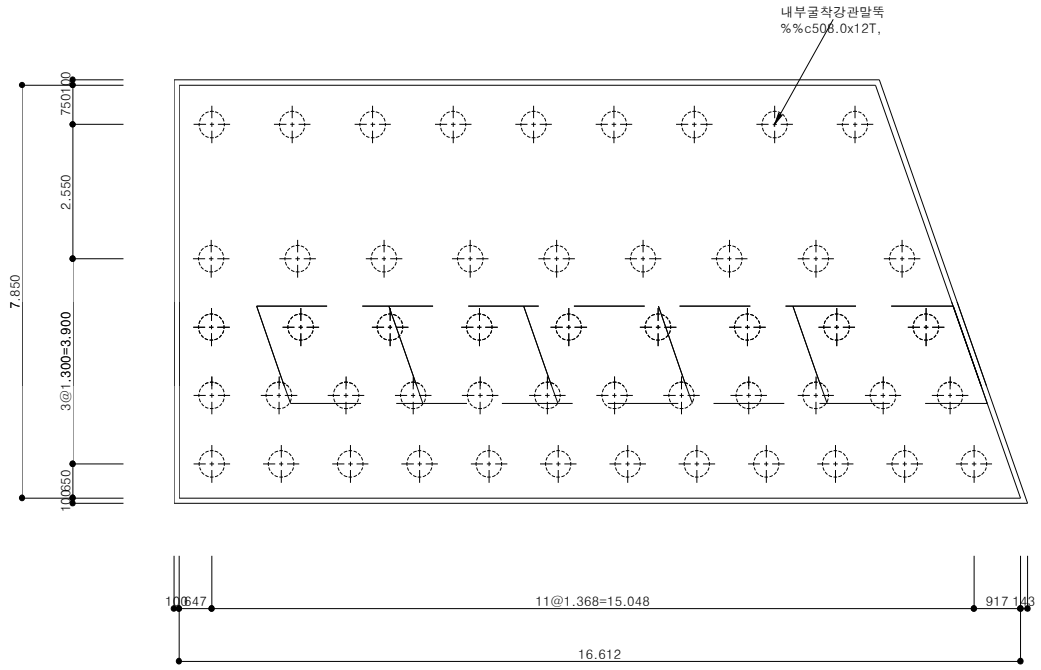
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	22205.530	5815.260	-8238.252	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	21696.632	5367.952	-9524.822	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	21696.632	7890.340	15057.463	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	30659.633	6032.917	-3801.794	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	28212.150	5585.609	-5642.430	설하중+토압+온도하중(1+3+5+8+
	COMBO 6	28212.150	9094.406	28099.301	중+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	30633.030	9885.942	-6892.432	하중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	29538.899	9125.519	-8418.586	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	21696.632	7890.340	15057.463	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	43271.160	10168.896	-649.067	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 5	38009.072	9408.473	-3382.807	설하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	28212.150	9094.406	28099.301	중+토압+지진하중+온도하중(2+4

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.497

Kv = a x Ap x Ep / L = 229116.124 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 = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 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/m³)
0.504	2.309	27106.79
2.309	2.663	15318.03
2.663	2.699	14519.93
2.699	2.702	14447.28
2.702	2.703	14440.48
2.703	2.703	14439.85
2.703	2.703	14439.79

Kh = 14439.78 kN/m³

β = 0.370 m-1

βL = 0.370 x 6.9000 = 2.553 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.942	54213.57
1.942	2.203	32692.97
2.203	2.230	31178.98
2.230	2.232	31040.69
2.232	2.232	31027.76
2.232	2.232	31026.54
2.232	2.232	31026.43

Kh = 31026.42 kN/m³

β = 0.448 m-1

βL = 0.448 x 6.9000 = 3.091 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19669.870	34908.386	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	71844.277	86983.111	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1003163.4	1780327.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1355663.8	-1987181.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11684922.3	11684922.3
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	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	60945043.4	61717123.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0057882	0.0019004	-0.0000064	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0052991	0.0018568	-0.0000384	중+토압+온도하중
	COMBO 3	0.0048797	0.0018568	0.0004011	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0061134	0.0026239	0.0000736	+토압+온도하중(
	COMBO 5	0.0056116	0.0024144	0.0000322	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0058258	0.0024144	0.0006429	지진하중+온도하
계수하중	COMBO 1	0.0100026	0.0026216	0.0001094	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0091862	0.0025279	0.0000662	+토압+온도하중(
	COMBO 3	0.0048797	0.0018568	0.0004011	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0104362	0.0037032	0.0002215	토압+온도하중(1+
	COMBO 5	0.0095921	0.0032528	0.0001579	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0058258	0.0024144	0.0006429	지진하중+온도하

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.113 ㎜ ≤ 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0057882	0.0018837	-0.0000064	431.590	114.025	-154.322
	2	0.0057882	0.0018921	-0.0000064	433.503	114.025	-154.322
	3	0.0057882	0.0019004	-0.0000064	435.416	114.025	-154.322
	4	0.0057882	0.0019088	-0.0000064	437.328	114.025	-154.322
	5	0.0057882	0.0019251	-0.0000064	441.080	114.025	-154.322
COMBO 2	1	0.0052991	0.0017573	-0.0000384	402.620	105.254	-143.619
	2	0.0052991	0.0018072	-0.0000384	414.061	105.254	-143.619
	3	0.0052991	0.0018571	-0.0000384	425.502	105.254	-143.619
	4	0.0052991	0.0019071	-0.0000384	436.943	105.254	-143.619
	5	0.0052991	0.0020050	-0.0000384	459.385	105.254	-143.619
COMBO 3	1	0.0048797	0.0028961	0.0004011	663.544	154.713	-155.244
	2	0.0048797	0.0023747	0.0004011	544.079	154.713	-155.244
	3	0.0048797	0.0018533	0.0004011	424.613	154.713	-155.244
	4	0.0048797	0.0013318	0.0004011	305.148	154.713	-155.244
	5	0.0048797	0.0003091	0.0004011	70.812	154.713	-155.244
COMBO 4	1	0.0061134	0.0028146	0.0000736	644.867	118.292	-157.215
	2	0.0061134	0.0027189	0.0000736	622.944	118.292	-157.215
	3	0.0061134	0.0026232	0.0000736	601.020	118.292	-157.215
	4	0.0061134	0.0025275	0.0000736	579.097	118.292	-157.215
	5	0.0061134	0.0023398	0.0000736	536.094	118.292	-157.215
COMBO 5	1	0.0056116	0.0024980	0.0000322	572.321	109.522	-146.848
	2	0.0056116	0.0024560	0.0000322	562.717	109.522	-146.848
	3	0.0056116	0.0024141	0.0000322	553.114	109.522	-146.848
	4	0.0056116	0.0023722	0.0000322	543.511	109.522	-146.848
	5	0.0056116	0.0022900	0.0000322	524.674	109.522	-146.848
COMBO 6	1	0.0058258	0.0040802	0.0006429	934.841	178.322	-171.081
	2	0.0058258	0.0032445	0.0006429	743.360	178.322	-171.081
	3	0.0058258	0.0024087	0.0006429	551.880	178.322	-171.081
	4	0.0058258	0.0015730	0.0006429	360.399	178.322	-171.081
	5	0.0058258	-0.0000663	0.0006429	-15.197	178.322	-171.081

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0100026	0.0029051	0.0001094	665.600	193.842	-258.026
	2	0.0100026	0.0027628	0.0001094	633.013	193.842	-258.026
	3	0.0100026	0.0026206	0.0001094	600.426	193.842	-258.026
	4	0.0100026	0.0024784	0.0001094	567.840	193.842	-258.026
	5	0.0100026	0.0021994	0.0001094	503.920	193.842	-258.026
COMBO 2	1	0.0091862	0.0026995	0.0000662	618.498	178.932	-239.428
	2	0.0091862	0.0026134	0.0000662	598.779	178.932	-239.428
	3	0.0091862	0.0025274	0.0000662	579.060	178.932	-239.428
	4	0.0091862	0.0024413	0.0000662	559.341	178.932	-239.428
	5	0.0091862	0.0022725	0.0000662	520.662	178.932	-239.428
COMBO 3	1	0.0048797	0.0028961	0.0004011	663.544	154.713	-155.244
	2	0.0048797	0.0023747	0.0004011	544.079	154.713	-155.244
	3	0.0048797	0.0018533	0.0004011	424.613	154.713	-155.244
	4	0.0048797	0.0013318	0.0004011	305.148	154.713	-155.244
	5	0.0048797	0.0003091	0.0004011	70.812	154.713	-155.244
COMBO 4	1	0.0104362	0.0042771	0.0002215	979.950	199.390	-261.497
	2	0.0104362	0.0039891	0.0002215	913.978	199.390	-261.497
	3	0.0104362	0.0037012	0.0002215	848.006	199.390	-261.497
	4	0.0104362	0.0034133	0.0002215	782.035	199.390	-261.497
	5	0.0104362	0.0028485	0.0002215	652.629	199.390	-261.497
COMBO 5	1	0.0095921	0.0036619	0.0001579	838.995	184.480	-243.633
	2	0.0095921	0.0034567	0.0001579	791.976	184.480	-243.633
	3	0.0095921	0.0032514	0.0001579	744.957	184.480	-243.633
	4	0.0095921	0.0030462	0.0001579	697.937	184.480	-243.633
	5	0.0095921	0.0026437	0.0001579	605.707	184.480	-243.633
COMBO 6	1	0.0058258	0.0040802	0.0006429	934.841	178.322	-171.081
	2	0.0058258	0.0032445	0.0006429	743.360	178.322	-171.081
	3	0.0058258	0.0024087	0.0006429	551.880	178.322	-171.081
	4	0.0058258	0.0015730	0.0006429	360.399	178.322	-171.081
	5	0.0058258	-0.0000663	0.0006429	-15.197	178.322	-171.081

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	431.590	114.025	-154.322	12
	2	1.291	0	433.503	114.025	-154.322	12
	3	-0.009	0	435.416	114.025	-154.322	9
	4	-1.309	0	437.328	114.025	-154.322	9
	5	-3.859	0	441.080	114.025	-154.322	9
	계			22205.530	5815.260	-8238.252	51
COMBO 2	1	2.591	0	402.620	105.254	-143.619	12
	2	1.291	0	414.061	105.254	-143.619	12
	3	-0.009	0	425.502	105.254	-143.619	9
	4	-1.309	0	436.943	105.254	-143.619	9
	5	-3.859	0	459.385	105.254	-143.619	9
	계			21696.632	5367.952	-9524.822	51
COMBO 3	1	2.591	0	663.544	154.713	-155.244	12
	2	1.291	0	544.079	154.713	-155.244	12
	3	-0.009	0	424.613	154.713	-155.244	9
	4	-1.309	0	305.148	154.713	-155.244	9
	5	-3.859	0	70.812	154.713	-155.244	9
	계			21696.632	7890.340	15057.463	51
COMBO 4	1	2.591	0	644.867	118.292	-157.215	12
	2	1.291	0	622.944	118.292	-157.215	12
	3	-0.009	0	601.020	118.292	-157.215	9
	4	-1.309	0	579.097	118.292	-157.215	9
	5	-3.859	0	536.094	118.292	-157.215	9
	계			30659.633	6032.917	-3801.794	51
COMBO 5	1	2.591	0	572.321	109.522	-146.848	12
	2	1.291	0	562.717	109.522	-146.848	12
	3	-0.009	0	553.114	109.522	-146.848	9
	4	-1.309	0	543.511	109.522	-146.848	9
	5	-3.859	0	524.674	109.522	-146.848	9
	계			28212.150	5585.609	-5642.430	51
COMBO 6	1	2.591	0	934.841	178.322	-171.081	12
	2	1.291	0	743.360	178.322	-171.081	12
	3	-0.009	0	551.880	178.322	-171.081	9
	4	-1.309	0	360.399	178.322	-171.081	9
	5	-3.859	0	-15.197	178.322	-171.081	9
	계			28212.150	9094.406	28099.301	51

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	665.600	193.842	-258.026	12
	2	1.291	0	633.013	193.842	-258.026	12
	3	-0.009	0	600.426	193.842	-258.026	9
	4	-1.309	0	567.840	193.842	-258.026	9
	5	-3.859	0	503.920	193.842	-258.026	9
	계			30633.030	9885.942	-6892.432	51
COMBO 2	1	2.591	0	618.498	178.932	-239.428	12
	2	1.291	0	598.779	178.932	-239.428	12
	3	-0.009	0	579.060	178.932	-239.428	9
	4	-1.309	0	559.341	178.932	-239.428	9
	5	-3.859	0	520.662	178.932	-239.428	9
	계			29538.899	9125.519	-8418.586	51
COMBO 3	1	2.591	0	663.544	154.713	-155.244	12
	2	1.291	0	544.079	154.713	-155.244	12
	3	-0.009	0	424.613	154.713	-155.244	9
	4	-1.309	0	305.148	154.713	-155.244	9
	5	-3.859	0	70.812	154.713	-155.244	9
	계			21696.632	7890.340	15057.463	51
COMBO 4	1	2.591	0	979.950	199.390	-261.497	12
	2	1.291	0	913.978	199.390	-261.497	12
	3	-0.009	0	848.006	199.390	-261.497	9
	4	-1.309	0	782.035	199.390	-261.497	9
	5	-3.859	0	652.629	199.390	-261.497	9
	계			43271.160	10168.896	-649.067	51
COMBO 5	1	2.591	0	838.995	184.480	-243.633	12
	2	1.291	0	791.976	184.480	-243.633	12
	3	-0.009	0	744.957	184.480	-243.633	9
	4	-1.309	0	697.937	184.480	-243.633	9
	5	-3.859	0	605.707	184.480	-243.633	9
	계			38009.072	9408.473	-3382.807	51
COMBO 6	1	2.591	0	934.841	178.322	-171.081	12
	2	1.291	0	743.360	178.322	-171.081	12
	3	-0.009	0	551.880	178.322	-171.081	9
	4	-1.309	0	360.399	178.322	-171.081	9
	5	-3.859	0	-15.197	178.322	-171.081	9
	계			28212.150	9094.406	28099.301	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

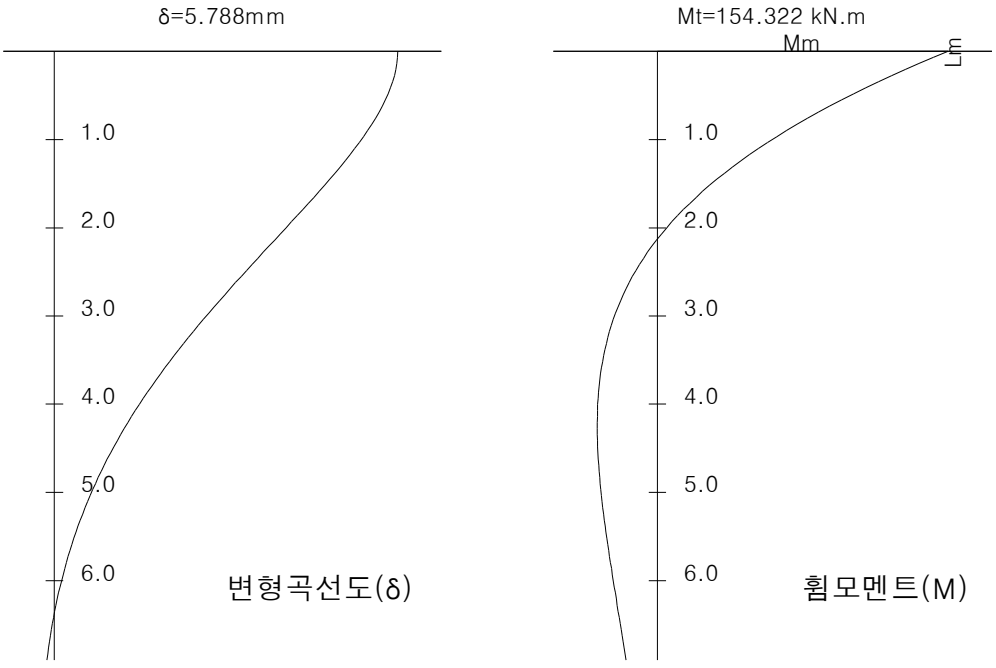
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : 154.322 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.788 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.788 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	154.322	-114.025	5.788	
0.460	106.308	-94.815	5.641	
0.920	66.952	-76.513	5.261	
1.380	35.678	-59.753	4.733	
1.840	11.684	-44.909	4.127	
2.300	-5.959	-32.153	3.493	
2.760	-18.220	-21.505	2.872	
3.220	-26.054	-12.879	2.290	
3.680	-30.354	-6.112	1.763	
4.140	-31.931	-0.999	1.303	
4.600	-31.492	2.688	0.911	
5.060	-29.641	5.180	0.588	
5.520	-26.875	6.700	0.330	
5.980	-23.594	7.454	0.130	
6.440	-20.107	7.626	-0.019	
6.900	-16.643	7.376	-0.124	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

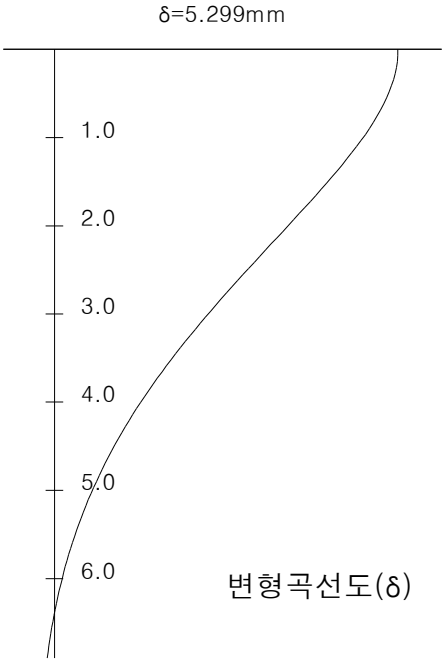
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

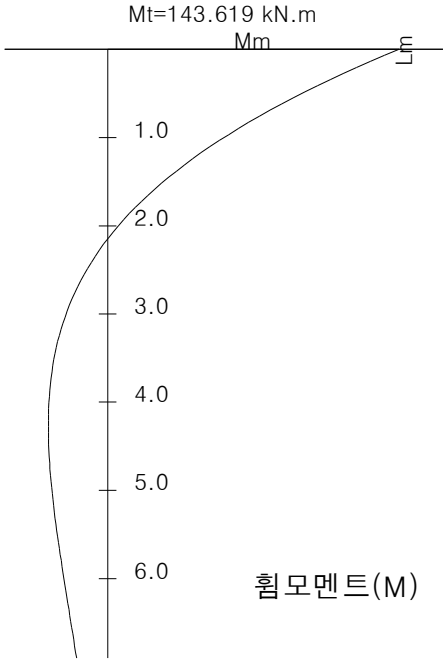
- 최대모멘트 및 깊이 : 143.619 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.299 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.299 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	143.619	-105.254	5.299	
0.460	99.268	-87.645	5.177	
0.920	62.862	-70.833	4.837	
1.380	33.887	-55.410	4.359	
1.840	11.616	-41.730	3.806	
2.300	-4.797	-29.957	3.226	
2.760	-16.241	-20.116	2.656	
3.220	-23.589	-12.132	2.121	
3.680	-27.665	-5.858	1.636	
4.140	-29.213	-1.108	1.212	
4.600	-28.886	2.325	0.850	
5.060	-27.243	4.655	0.552	
5.520	-24.742	6.085	0.312	
5.980	-21.754	6.805	0.126	
6.440	-18.565	6.984	-0.012	
6.900	-15.388	6.771	-0.110	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

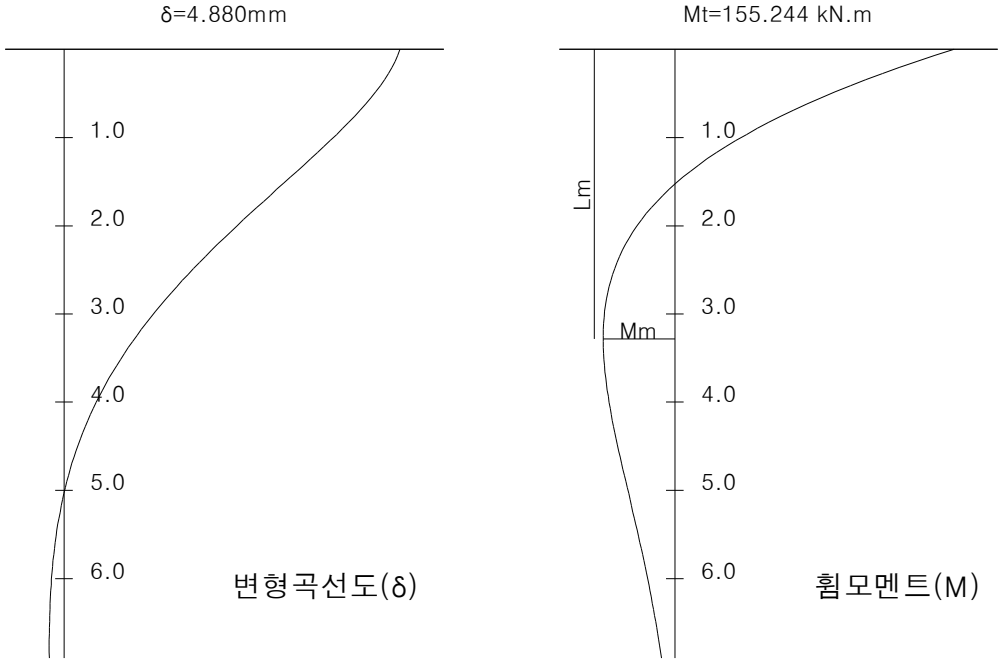
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -39.903 kN.m, 3.282 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.880 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.880 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	155.244	-154.713	4.880	
0.460	92.005	-120.637	4.550	
0.920	43.767	-89.734	4.018	
1.380	8.797	-63.067	3.388	
1.840	-14.970	-41.049	2.736	
2.300	-29.675	-23.630	2.115	
2.760	-37.362	-10.462	1.558	
3.220	-39.871	-1.018	1.082	
3.680	-38.778	5.306	0.691	
4.140	-35.373	9.128	0.385	
4.600	-30.675	11.028	0.155	
5.060	-25.443	11.524	-0.007	
5.520	-20.220	11.056	-0.115	
5.980	-15.364	9.982	-0.178	
6.440	-11.086	8.581	-0.207	
6.900	-7.487	7.061	-0.212	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

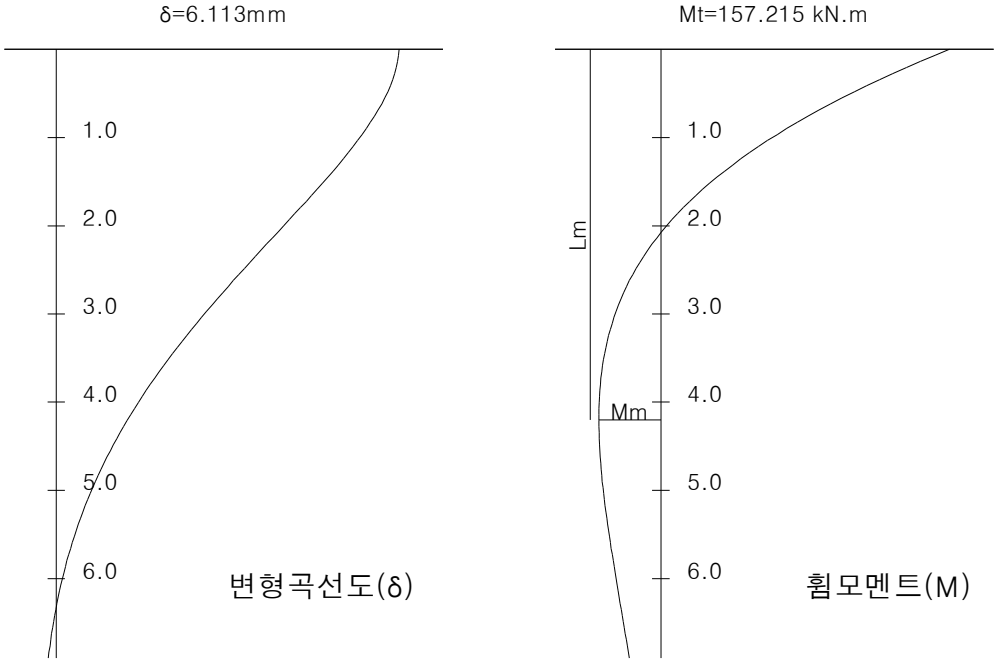
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.790 kN.m, 4.201 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.113 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.113 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	157.215	-118.292	6.113	
0.460	107.478	-98.059	5.927	
0.920	66.839	-78.870	5.505	
1.380	34.658	-61.364	4.936	
1.840	10.068	-45.910	4.289	
2.300	-7.919	-32.671	3.620	
2.760	-20.330	-21.655	2.967	
3.220	-28.167	-12.759	2.357	
3.680	-32.367	-5.806	1.808	
4.140	-33.773	-0.575	1.329	
4.600	-33.123	3.174	0.923	
5.060	-31.042	5.687	0.590	
5.520	-28.045	7.197	0.323	
5.980	-24.541	7.920	0.118	
6.440	-20.850	8.047	-0.034	
6.900	-17.204	7.744	-0.140	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

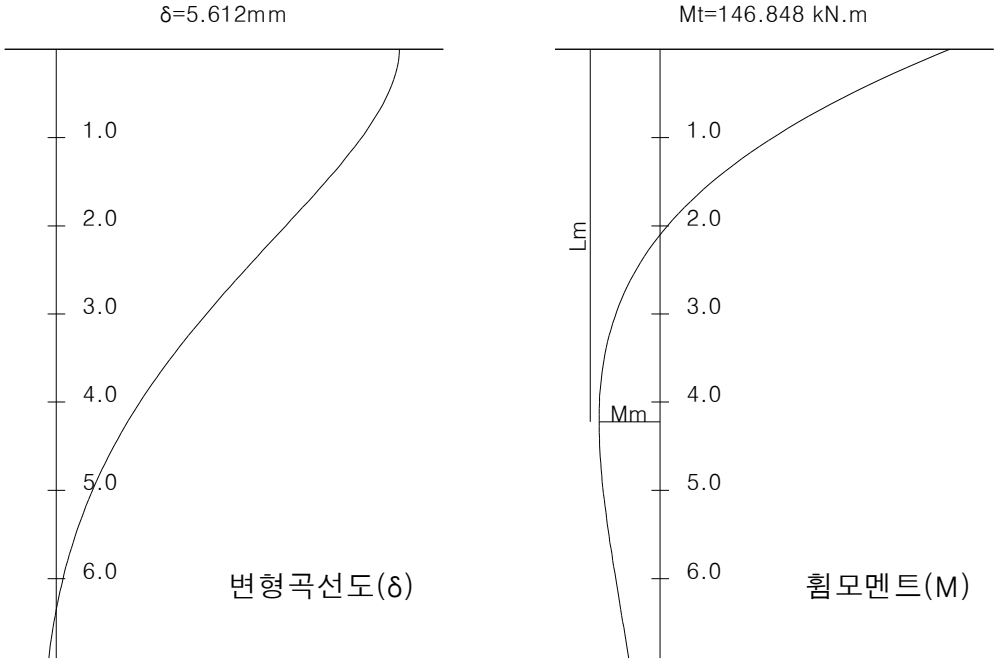
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.010 kN.m, 4.224 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.612 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.612 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	146.848	-109.522	5.612	
0.460	100.766	-90.924	5.454	
0.920	63.055	-73.249	5.076	
1.380	33.142	-57.094	4.558	
1.840	10.240	-42.810	3.968	
2.300	-6.555	-30.555	3.353	
2.760	-18.184	-20.342	2.752	
3.220	-25.570	-12.082	2.190	
3.680	-29.575	-5.615	1.684	
4.140	-30.979	-0.739	1.241	
4.600	-30.465	2.766	0.865	
5.060	-28.610	5.125	0.555	
5.520	-25.892	6.553	0.308	
5.980	-22.693	7.249	0.117	
6.440	-19.308	7.389	-0.025	
6.900	-15.956	7.129	-0.125	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

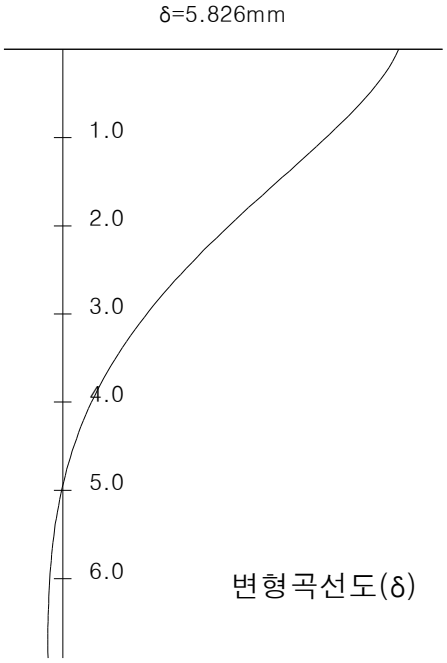
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

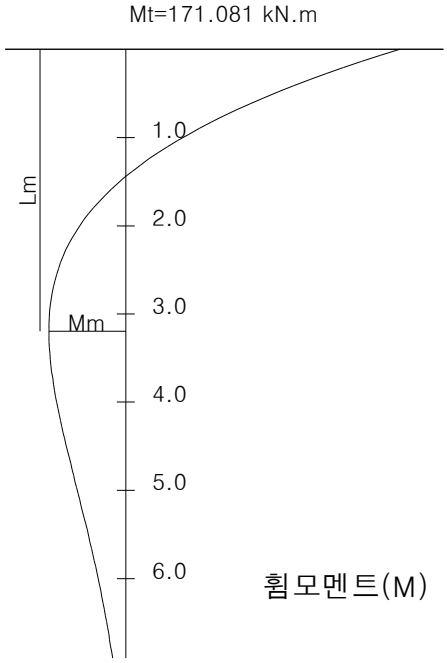
- 최대모멘트 및 깊이 : -48.040 kN.m, 3.195 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.826 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.826 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	171.081	-178.322	5.826	
0.460	98.482	-137.875	5.372	
0.920	43.597	-101.561	4.700	
1.380	4.237	-70.494	3.930	
1.840	-22.121	-45.048	3.149	
2.300	-38.049	-25.083	2.414	
2.760	-45.967	-10.128	1.760	
3.220	-48.034	0.475	1.206	
3.680	-46.084	7.465	0.755	
4.140	-41.607	11.578	0.405	
4.600	-35.768	13.501	0.144	
5.060	-29.428	13.842	-0.038	
5.520	-23.197	13.111	-0.156	
5.980	-17.466	11.721	-0.223	
6.440	-12.465	9.991	-0.252	
6.900	-8.291	8.154	-0.254	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

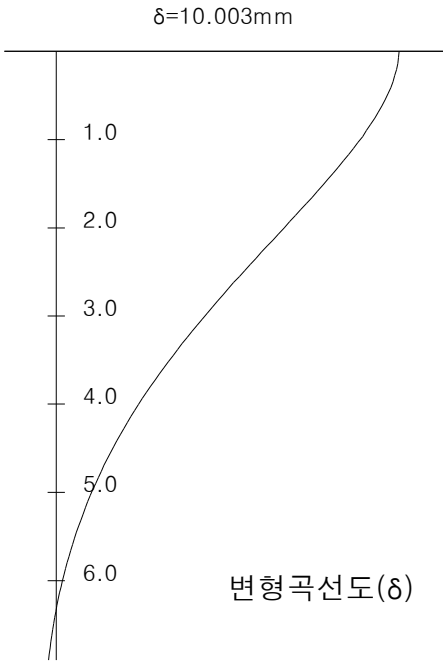
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

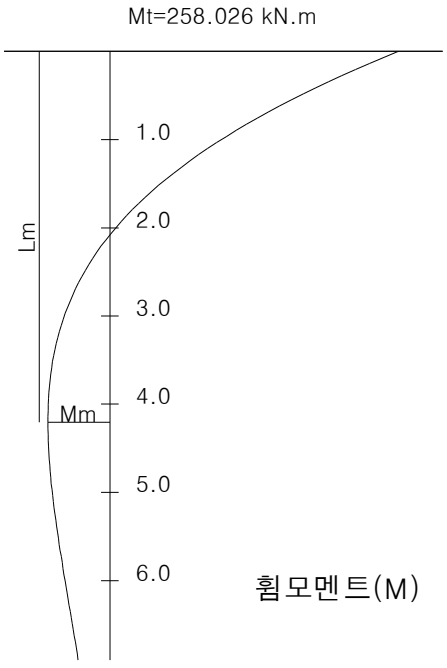
- 최대모멘트 및 깊이 : -55.285 kN.m, 4.205 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.003 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.003 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	258.026	-193.842	10.003	
0.460	176.514	-160.728	9.702	
0.920	109.893	-129.313	9.014	
1.380	57.123	-100.643	8.084	
1.840	16.785	-75.326	7.028	
2.300	-12.734	-53.632	5.932	
2.760	-33.115	-35.577	4.863	
3.220	-45.998	-20.992	3.865	
3.680	-52.916	-9.589	2.966	
4.140	-55.252	-1.007	2.181	
4.600	-54.214	5.148	1.516	
5.060	-50.827	9.276	0.969	
5.520	-45.933	11.759	0.532	
5.980	-40.206	12.951	0.196	
6.440	-34.167	13.167	-0.053	
6.900	-28.201	12.677	-0.228	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

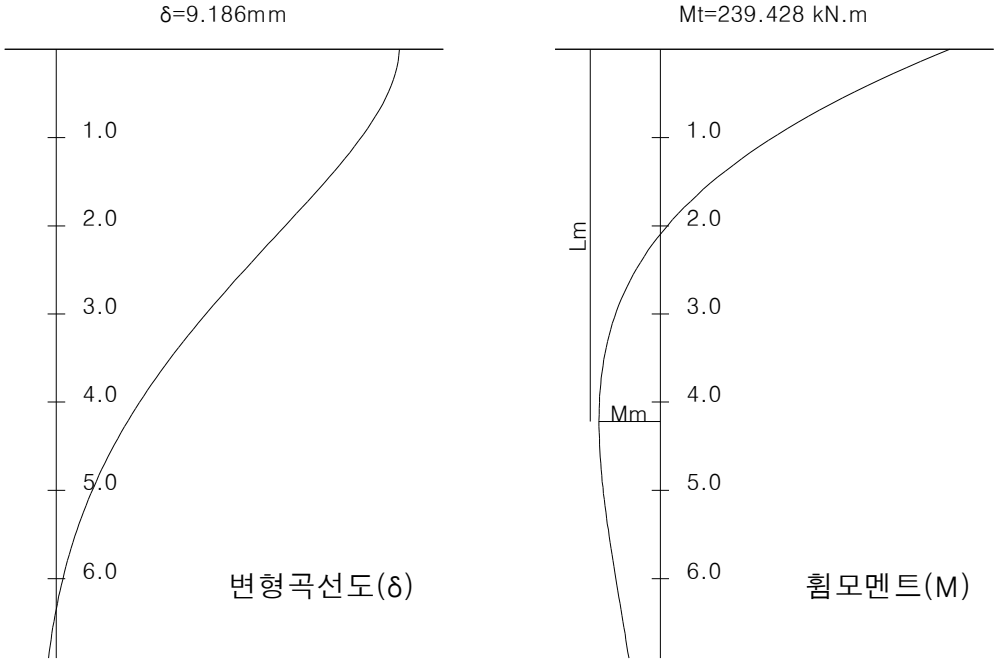
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -50.766 kN.m, 4.219 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.186 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.186 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	239.428	-178.932	9.186	
0.460	164.154	-148.497	8.923	
0.920	102.575	-119.586	8.300	
1.380	53.749	-93.173	7.452	
1.840	16.384	-69.827	6.483	
2.300	-11.002	-49.804	5.478	
2.760	-29.949	-33.124	4.495	
3.220	-41.966	-19.638	3.576	
3.680	-48.466	-9.083	2.747	
4.140	-50.722	-1.129	2.023	
4.600	-49.848	4.585	1.409	
5.060	-46.791	8.426	0.904	
5.520	-42.329	10.748	0.500	
5.980	-37.086	11.874	0.188	
6.440	-31.543	12.095	-0.043	
6.900	-26.058	11.662	-0.205	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

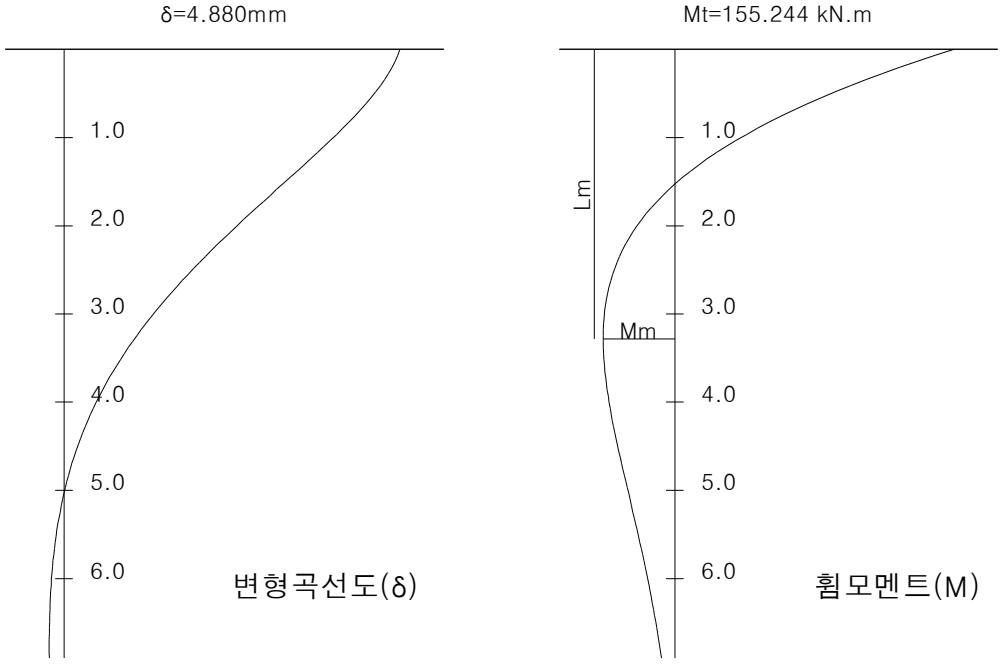
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -39.903 kN.m, 3.282 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.880 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.880 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	155.244	-154.713	4.880	
0.460	92.005	-120.637	4.550	
0.920	43.767	-89.734	4.018	
1.380	8.797	-63.067	3.388	
1.840	-14.970	-41.049	2.736	
2.300	-29.675	-23.630	2.115	
2.760	-37.362	-10.462	1.558	
3.220	-39.871	-1.018	1.082	
3.680	-38.778	5.306	0.691	
4.140	-35.373	9.128	0.385	
4.600	-30.675	11.028	0.155	
5.060	-25.443	11.524	-0.007	
5.520	-20.220	11.056	-0.115	
5.980	-15.364	9.982	-0.178	
6.440	-11.086	8.581	-0.207	
6.900	-7.487	7.061	-0.212	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

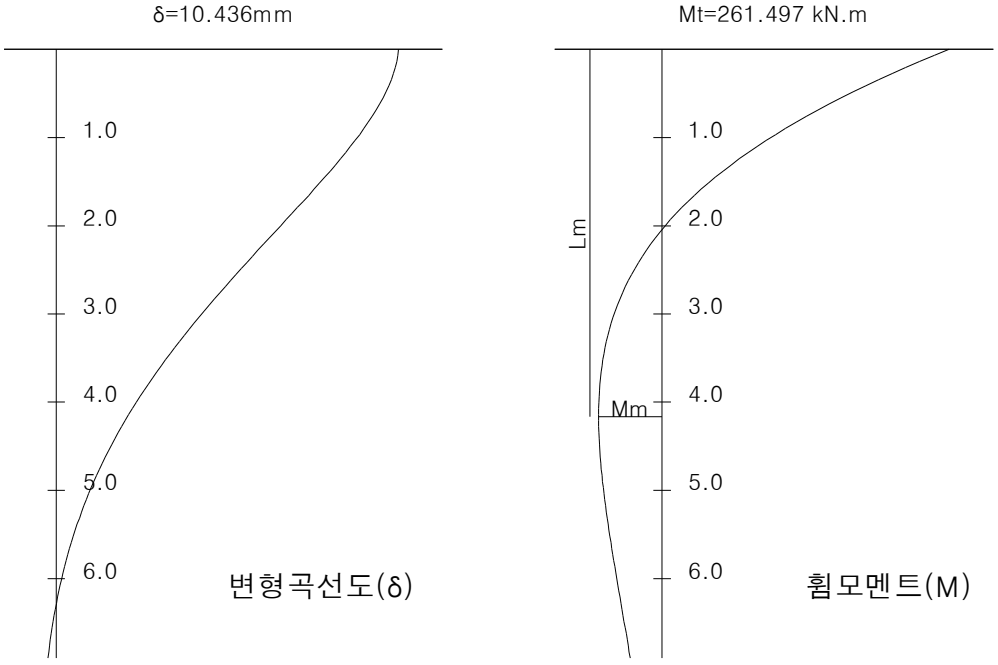
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -57.717 kN.m, 4.166 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.436 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.436 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	261.497	-199.390	10.436	
0.460	177.753	-164.914	10.081	
0.920	109.484	-132.326	9.336	
1.380	55.560	-102.674	8.350	
1.840	14.479	-76.559	7.240	
2.300	-15.457	-54.238	6.096	
2.760	-36.001	-35.705	4.985	
3.220	-48.859	-20.775	3.950	
3.680	-55.620	-9.137	3.021	
4.140	-57.712	-0.410	2.213	
4.600	-56.380	5.819	1.529	
5.060	-52.678	9.966	0.968	
5.520	-47.469	12.430	0.522	
5.980	-41.444	13.576	0.179	
6.440	-35.132	13.728	-0.074	
6.900	-28.924	13.165	-0.250	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

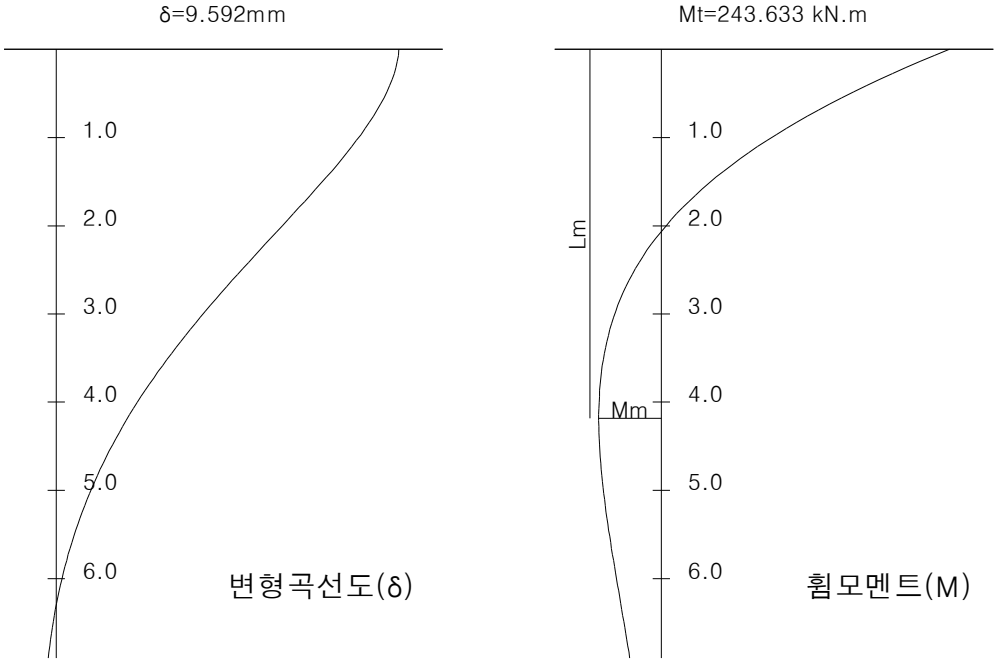
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.031 kN.m, 4.184 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.592 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.592 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	243.633	-184.480	9.592	
0.460	166.108	-152.761	9.284	
0.920	102.832	-122.728	8.610	
1.380	52.787	-95.363	7.711	
1.840	14.600	-71.233	6.694	
2.300	-13.282	-50.583	5.643	
2.760	-32.472	-33.420	4.620	
3.220	-44.538	-19.575	3.666	
3.680	-50.947	-8.768	2.808	
4.140	-53.017	-0.650	2.061	
4.600	-51.899	5.157	1.428	
5.060	-48.567	9.037	0.908	
5.520	-43.824	11.356	0.494	
5.980	-38.307	12.451	0.175	
6.440	-32.510	12.622	-0.060	
6.900	-26.797	12.126	-0.225	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

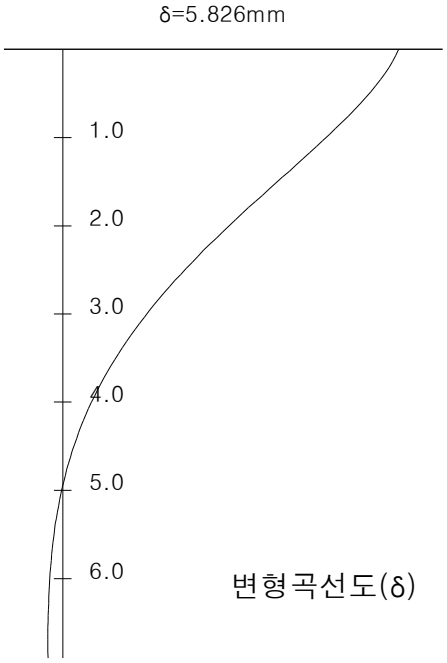
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

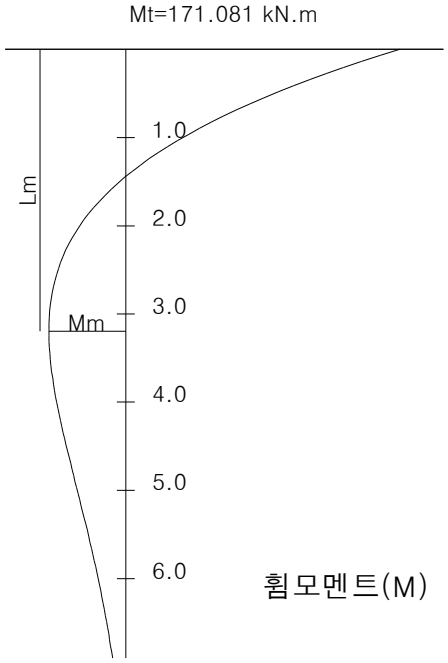
- 최대모멘트 및 깊이 : -48.040 kN.m, 3.195 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.826 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.826 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	171.081	-178.322	5.826	
0.460	98.482	-137.875	5.372	
0.920	43.597	-101.561	4.700	
1.380	4.237	-70.494	3.930	
1.840	-22.121	-45.048	3.149	
2.300	-38.049	-25.083	2.414	
2.760	-45.967	-10.128	1.760	
3.220	-48.034	0.475	1.206	
3.680	-46.084	7.465	0.755	
4.140	-41.607	11.578	0.405	
4.600	-35.768	13.501	0.144	
5.060	-29.428	13.842	-0.038	
5.520	-23.197	13.111	-0.156	
5.980	-17.466	11.721	-0.223	
6.440	-12.465	9.991	-0.252	
6.900	-8.291	8.154	-0.254	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9834.935	17454.193	$2EI\beta^3$	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

유한장 보정계수 : ϕ1 = 1.000, ϕ2 = 1.000, ϕ3 = 1.000, ϕ4 = 1.000

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	501581.7	890163.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11684922.3	11684922.3
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	57280985.3	57280985.3
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0115938	0.0019004	-0.0001438	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0107021	0.0018568	-0.0001663	중+토압+온도하중
	COMBO 3	0.0088639	0.0018568	0.0002629	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0120278	0.0026239	-0.0000664	+토압+온도하중(
	COMBO 5	0.0111360	0.0024144	-0.0000985	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0102166	0.0024144	0.0004906	지진하중+온도하
계수하중	COMBO 1	0.0197095	0.0026216	-0.0001203	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0181935	0.0025279	-0.0001470	+토압+온도하중(
	COMBO 3	0.0088639	0.0018568	0.0002629	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0202737	0.0037032	-0.0000113	토압+온도하중(1+
	COMBO 5	0.0187576	0.0032528	-0.0000591	토압+온도하중(1+3
	COMBO 6	0.0102166	0.0024144	0.0004906	지진하중+온도하

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 12.028 ㎜ ≤ 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0115938	0.0015277	-0.0001438	350.018	114.025	0.000
	2	0.0115938	0.0017147	-0.0001438	392.856	114.025	0.000
	3	0.0115938	0.0019016	-0.0001438	435.693	114.025	0.000
	4	0.0115938	0.0020886	-0.0001438	478.531	114.025	0.000
	5	0.0115938	0.0024553	-0.0001438	562.558	114.025	0.000
COMBO 2	1	0.0107021	0.0014259	-0.0001663	326.706	105.254	0.000
	2	0.0107021	0.0016421	-0.0001663	376.233	105.254	0.000
	3	0.0107021	0.0018583	-0.0001663	425.760	105.254	0.000
	4	0.0107021	0.0020744	-0.0001663	475.288	105.254	0.000
	5	0.0107021	0.0024985	-0.0001663	572.438	105.254	0.000
COMBO 3	1	0.0088639	0.0025379	0.0002629	581.485	154.713	0.000
	2	0.0088639	0.0021962	0.0002629	503.189	154.713	0.000
	3	0.0088639	0.0018545	0.0002629	424.893	154.713	0.000
	4	0.0088639	0.0015128	0.0002629	346.597	154.713	0.000
	5	0.0088639	0.0008424	0.0002629	193.016	154.713	0.000
COMBO 4	1	0.0120278	0.0024519	-0.0000664	561.766	118.292	0.000
	2	0.0120278	0.0025382	-0.0000664	581.535	118.292	0.000
	3	0.0120278	0.0026244	-0.0000664	601.303	118.292	0.000
	4	0.0120278	0.0027107	-0.0000664	621.072	118.292	0.000
	5	0.0120278	0.0028800	-0.0000664	659.849	118.292	0.000
COMBO 5	1	0.0111360	0.0021592	-0.0000985	494.699	109.522	0.000
	2	0.0111360	0.0022872	-0.0000985	524.039	109.522	0.000
	3	0.0111360	0.0024153	-0.0000985	553.379	109.522	0.000
	4	0.0111360	0.0025433	-0.0000985	582.718	109.522	0.000
	5	0.0111360	0.0027945	-0.0000985	640.269	109.522	0.000
COMBO 6	1	0.0102166	0.0036855	0.0004906	844.410	178.322	0.000
	2	0.0102166	0.0030478	0.0004906	698.299	178.322	0.000
	3	0.0102166	0.0024101	0.0004906	552.188	178.322	0.000
	4	0.0102166	0.0017724	0.0004906	406.076	178.322	0.000
	5	0.0102166	0.0005215	0.0004906	119.473	178.322	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0197095	0.0023098	-0.0001203	529.212	193.842	0.000
	2	0.0197095	0.0024662	-0.0001203	565.051	193.842	0.000
	3	0.0197095	0.0026226	-0.0001203	600.891	193.842	0.000
	4	0.0197095	0.0027791	-0.0001203	636.730	193.842	0.000
	5	0.0197095	0.0030859	-0.0001203	707.031	193.842	0.000
COMBO 2	1	0.0181935	0.0021471	-0.0001470	491.941	178.932	0.000
	2	0.0181935	0.0023382	-0.0001470	535.716	178.932	0.000
	3	0.0181935	0.0025292	-0.0001470	579.491	178.932	0.000
	4	0.0181935	0.0027203	-0.0001470	623.266	178.932	0.000
	5	0.0181935	0.0030951	-0.0001470	709.133	178.932	0.000
COMBO 3	1	0.0088639	0.0025379	0.0002629	581.485	154.713	0.000
	2	0.0088639	0.0021962	0.0002629	503.189	154.713	0.000
	3	0.0088639	0.0018545	0.0002629	424.893	154.713	0.000
	4	0.0088639	0.0015128	0.0002629	346.597	154.713	0.000
	5	0.0088639	0.0008424	0.0002629	193.016	154.713	0.000
COMBO 4	1	0.0202737	0.0036738	-0.0000113	841.727	199.390	0.000
	2	0.0202737	0.0036885	-0.0000113	845.102	199.390	0.000
	3	0.0202737	0.0037033	-0.0000113	848.477	199.390	0.000
	4	0.0202737	0.0037180	-0.0000113	851.852	199.390	0.000
	5	0.0202737	0.0037469	-0.0000113	858.472	199.390	0.000
COMBO 5	1	0.0187576	0.0030998	-0.0000591	710.215	184.480	0.000
	2	0.0187576	0.0031766	-0.0000591	727.805	184.480	0.000
	3	0.0187576	0.0032534	-0.0000591	745.395	184.480	0.000
	4	0.0187576	0.0033301	-0.0000591	762.985	184.480	0.000
	5	0.0187576	0.0034807	-0.0000591	797.489	184.480	0.000
COMBO 6	1	0.0102166	0.0036855	0.0004906	844.410	178.322	0.000
	2	0.0102166	0.0030478	0.0004906	698.299	178.322	0.000
	3	0.0102166	0.0024101	0.0004906	552.188	178.322	0.000
	4	0.0102166	0.0017724	0.0004906	406.076	178.322	0.000
	5	0.0102166	0.0005215	0.0004906	119.473	178.322	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	350.018	114.025	0.000	12
	2	1.291	0	392.856	114.025	0.000	12
	3	-0.009	0	435.693	114.025	0.000	9
	4	-1.309	0	478.531	114.025	0.000	9
	5	-3.859	0	562.558	114.025	0.000	9
	계			22205.530	5815.260	0.000	51
COMBO 2	1	2.591	0	326.706	105.254	0.000	12
	2	1.291	0	376.233	105.254	0.000	12
	3	-0.009	0	425.760	105.254	0.000	9
	4	-1.309	0	475.288	105.254	0.000	9
	5	-3.859	0	572.438	105.254	0.000	9
	계			21696.632	5367.952	0.000	51
COMBO 3	1	2.591	0	581.485	154.713	0.000	12
	2	1.291	0	503.189	154.713	0.000	12
	3	-0.009	0	424.893	154.713	0.000	9
	4	-1.309	0	346.597	154.713	0.000	9
	5	-3.859	0	193.016	154.713	0.000	9
	계			21696.632	7890.340	0.000	51
COMBO 4	1	2.591	0	561.766	118.292	0.000	12
	2	1.291	0	581.535	118.292	0.000	12
	3	-0.009	0	601.303	118.292	0.000	9
	4	-1.309	0	621.072	118.292	0.000	9
	5	-3.859	0	659.849	118.292	0.000	9
	계			30659.633	6032.917	0.000	51
COMBO 5	1	2.591	0	494.699	109.522	0.000	12
	2	1.291	0	524.039	109.522	0.000	12
	3	-0.009	0	553.379	109.522	0.000	9
	4	-1.309	0	582.718	109.522	0.000	9
	5	-3.859	0	640.269	109.522	0.000	9
	계			28212.150	5585.609	0.000	51
COMBO 6	1	2.591	0	844.410	178.322	0.000	12
	2	1.291	0	698.299	178.322	0.000	12
	3	-0.009	0	552.188	178.322	0.000	9
	4	-1.309	0	406.076	178.322	0.000	9
	5	-3.859	0	119.473	178.322	0.000	9
	계			28212.150	9094.406	0.000	51

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	529.212	193.842	0.000	12
	2	1.291	0	565.051	193.842	0.000	12
	3	-0.009	0	600.891	193.842	0.000	9
	4	-1.309	0	636.730	193.842	0.000	9
	5	-3.859	0	707.031	193.842	0.000	9
	계			30633.030	9885.942	0.000	51
COMBO 2	1	2.591	0	491.941	178.932	0.000	12
	2	1.291	0	535.716	178.932	0.000	12
	3	-0.009	0	579.491	178.932	0.000	9
	4	-1.309	0	623.266	178.932	0.000	9
	5	-3.859	0	709.133	178.932	0.000	9
	계			29538.899	9125.519	0.000	51
COMBO 3	1	2.591	0	581.485	154.713	0.000	12
	2	1.291	0	503.189	154.713	0.000	12
	3	-0.009	0	424.893	154.713	0.000	9
	4	-1.309	0	346.597	154.713	0.000	9
	5	-3.859	0	193.016	154.713	0.000	9
	계			21696.632	7890.340	0.000	51
COMBO 4	1	2.591	0	841.727	199.390	0.000	12
	2	1.291	0	845.102	199.390	0.000	12
	3	-0.009	0	848.477	199.390	0.000	9
	4	-1.309	0	851.852	199.390	0.000	9
	5	-3.859	0	858.472	199.390	0.000	9
	계			43271.160	10168.896	0.000	51
COMBO 5	1	2.591	0	710.215	184.480	0.000	12
	2	1.291	0	727.805	184.480	0.000	12
	3	-0.009	0	745.395	184.480	0.000	9
	4	-1.309	0	762.985	184.480	0.000	9
	5	-3.859	0	797.489	184.480	0.000	9
	계			38009.072	9408.473	0.000	51
COMBO 6	1	2.591	0	844.410	178.322	0.000	12
	2	1.291	0	698.299	178.322	0.000	12
	3	-0.009	0	552.188	178.322	0.000	9
	4	-1.309	0	406.076	178.322	0.000	9
	5	-3.859	0	119.473	178.322	0.000	9
	계			28212.150	9094.406	0.000	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

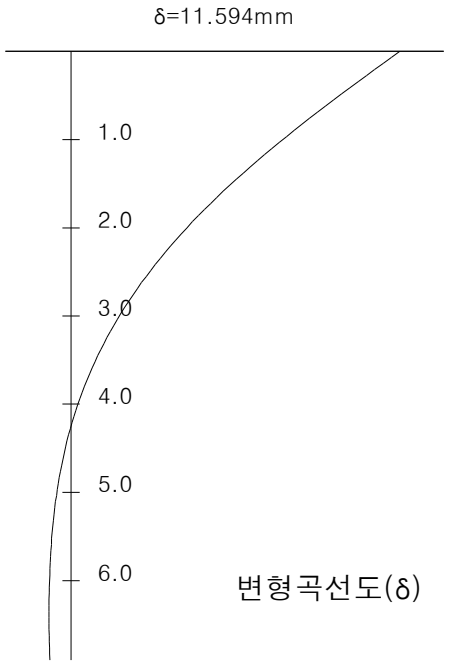
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

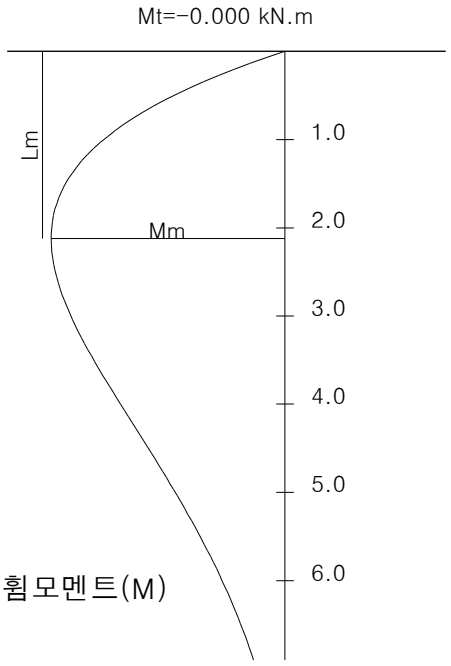
- 최대모멘트 및 깊이 : -99.357 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.594 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.594 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-114.025	11.594	
0.460	-44.029	-78.500	9.638	
0.920	-73.204	-49.388	7.776	
1.380	-90.385	-26.262	6.071	
1.840	-98.192	-8.524	4.561	
2.300	-98.948	4.512	3.264	
2.760	-94.651	13.567	2.181	
3.220	-86.969	19.347	1.305	
3.680	-77.253	22.513	0.617	
4.140	-66.565	23.666	0.098	
4.600	-55.708	23.330	-0.276	
5.060	-45.261	21.951	-0.529	
5.520	-35.616	19.897	-0.683	
5.980	-27.013	17.463	-0.759	
6.440	-19.573	14.878	-0.776	
6.900	-13.322	12.312	-0.751	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

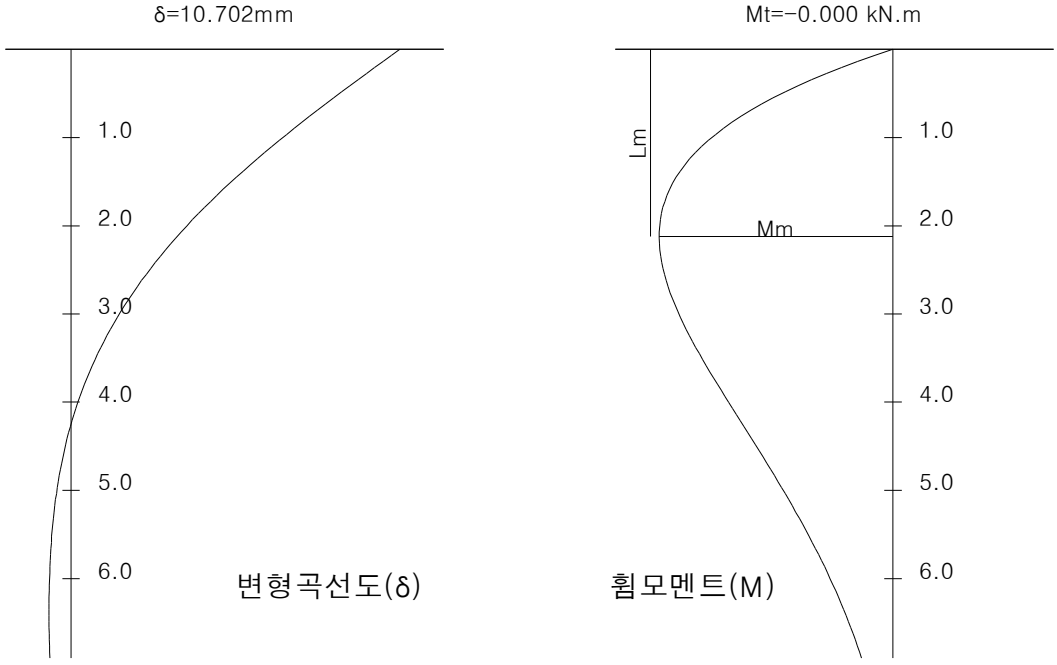
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -91.715 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.702 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.702 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-105.254	10.702	
0.460	-40.643	-72.462	8.897	
0.920	-67.574	-45.589	7.178	
1.380	-83.433	-24.242	5.604	
1.840	-90.639	-7.869	4.210	
2.300	-91.337	4.165	3.013	
2.760	-87.371	12.524	2.014	
3.220	-80.279	17.859	1.204	
3.680	-71.310	20.782	0.570	
4.140	-61.445	21.846	0.090	
4.600	-51.423	21.536	-0.255	
5.060	-41.779	20.262	-0.489	
5.520	-32.876	18.366	-0.631	
5.980	-24.935	16.120	-0.701	
6.440	-18.067	13.734	-0.717	
6.900	-12.297	11.365	-0.693	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

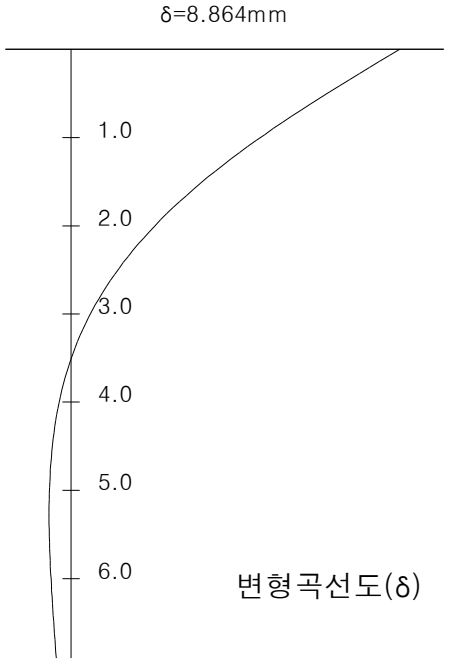
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

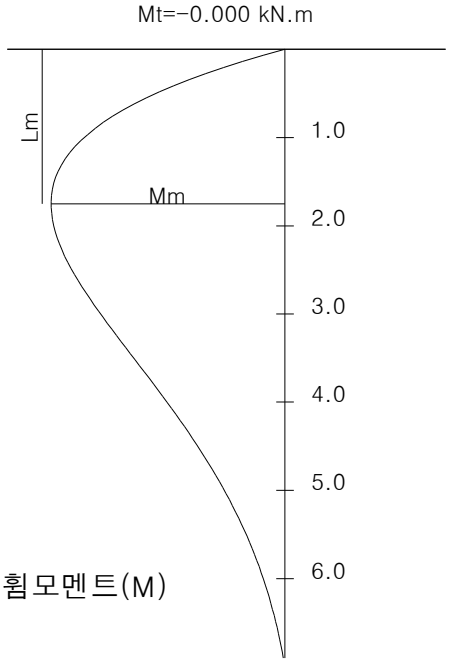
- 최대모멘트 및 깊이 : -111.348 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.864 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.864 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-154.713	8.864	
0.460	-57.506	-97.479	7.061	
0.920	-91.616	-52.840	5.379	
1.380	-107.873	-19.626	3.893	
1.840	-111.185	3.726	2.640	
2.300	-105.694	18.933	1.628	
2.760	-94.754	27.696	0.845	
3.220	-80.961	31.585	0.268	
3.680	-66.231	31.977	-0.132	
4.140	-51.899	30.028	-0.388	
4.600	-38.822	26.661	-0.531	
5.060	-27.478	22.590	-0.589	
5.520	-18.067	18.332	-0.587	
5.980	-10.586	14.245	-0.544	
6.440	-4.900	10.555	-0.479	
6.900	-0.796	7.381	-0.402	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

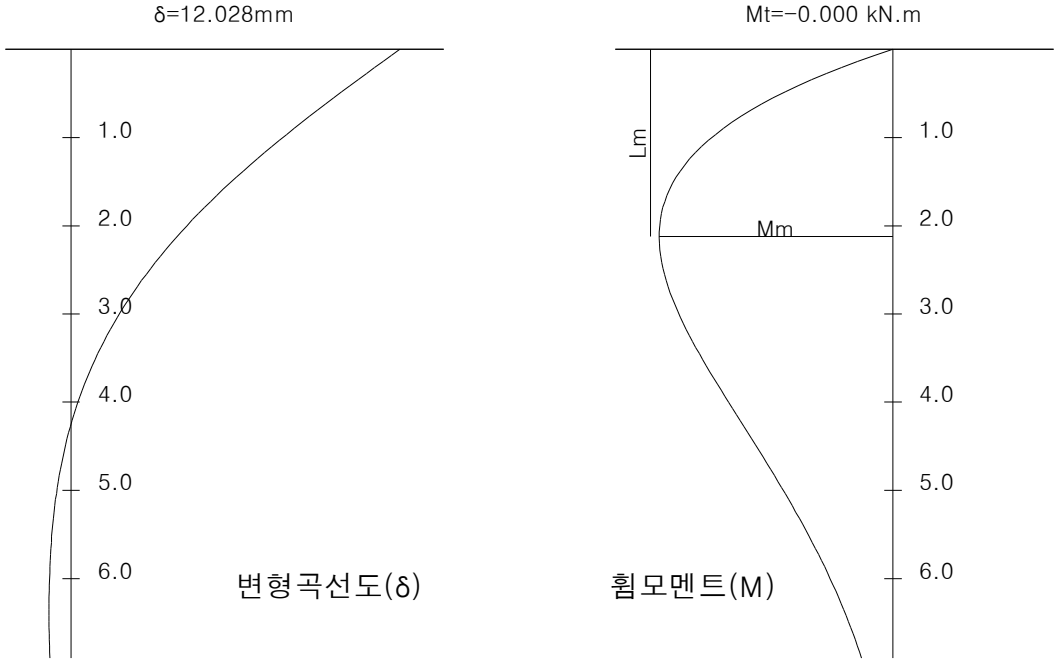
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -103.076 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.028 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.028 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-118.292	12.028	
0.460	-45.677	-81.438	9.999	
0.920	-75.944	-51.237	8.067	
1.380	-93.768	-27.245	6.298	
1.840	-101.867	-8.843	4.731	
2.300	-102.652	4.681	3.386	
2.760	-98.194	14.075	2.263	
3.220	-90.224	20.071	1.353	
3.680	-80.144	23.356	0.640	
4.140	-69.056	24.552	0.101	
4.600	-57.793	24.203	-0.287	
5.060	-46.955	22.772	-0.549	
5.520	-36.949	20.642	-0.709	
5.980	-28.024	18.117	-0.788	
6.440	-20.305	15.435	-0.806	
6.900	-13.821	12.773	-0.779	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈅ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

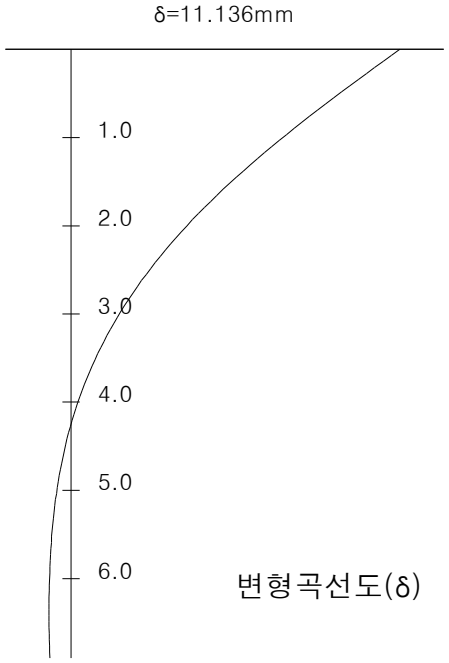
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

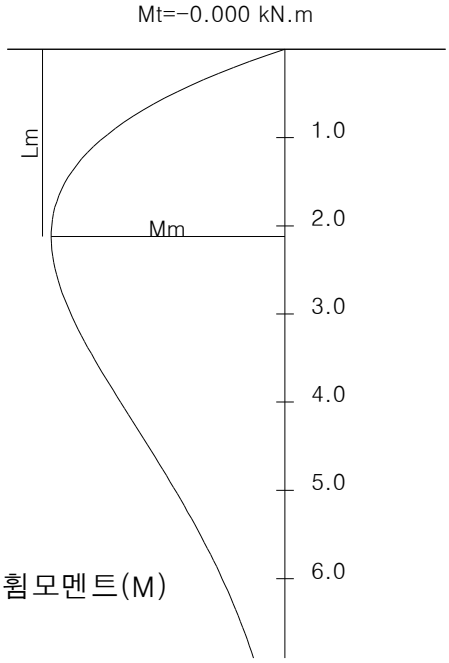
- 최대모멘트 및 깊이 : -95.434 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.136 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.136 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-109.522	11.136	
0.460	-42.291	-75.400	9.257	
0.920	-70.314	-47.438	7.469	
1.380	-86.816	-25.225	5.831	
1.840	-94.314	-8.188	4.381	
2.300	-95.041	4.334	3.135	
2.760	-90.913	13.031	2.095	
3.220	-83.534	18.583	1.253	
3.680	-74.202	21.624	0.593	
4.140	-63.936	22.732	0.094	
4.600	-53.508	22.409	-0.266	
5.060	-43.473	21.084	-0.508	
5.520	-34.209	19.111	-0.656	
5.980	-25.947	16.774	-0.729	
6.440	-18.800	14.291	-0.746	
6.900	-12.796	11.826	-0.721	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

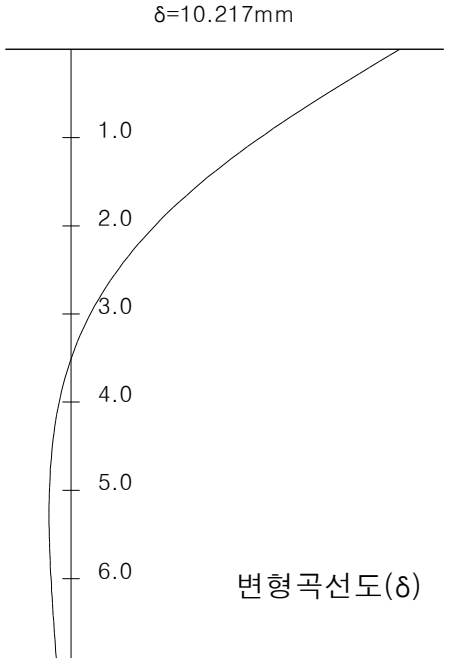
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

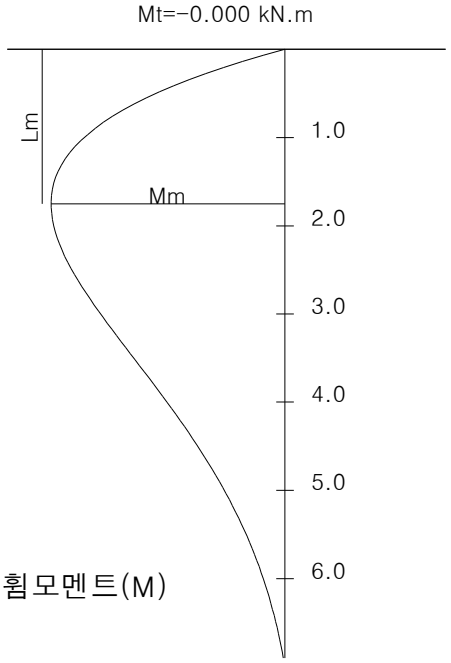
- 최대모멘트 및 깊이 : -128.340 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.217 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.217 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-178.322	10.217	
0.460	-66.282	-112.355	8.138	
0.920	-105.596	-60.904	6.199	
1.380	-124.335	-22.621	4.487	
1.840	-128.152	4.294	3.043	
2.300	-121.823	21.822	1.876	
2.760	-109.213	31.922	0.974	
3.220	-93.315	36.404	0.309	
3.680	-76.338	36.857	-0.152	
4.140	-59.819	34.610	-0.448	
4.600	-44.746	30.730	-0.612	
5.060	-31.671	26.037	-0.679	
5.520	-20.824	21.129	-0.676	
5.980	-12.201	16.419	-0.628	
6.440	-5.648	12.165	-0.552	
6.900	-0.917	8.507	-0.464	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

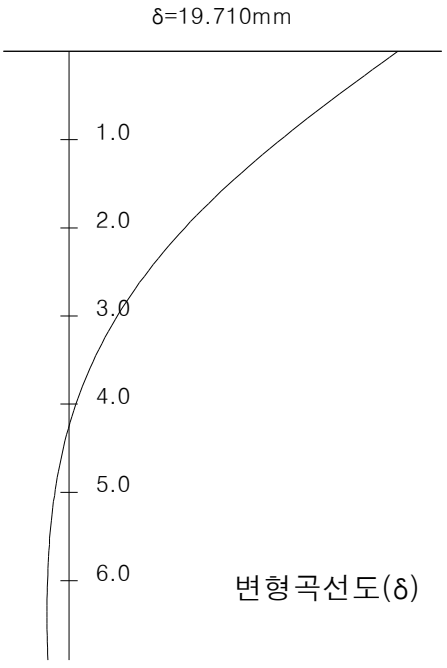
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

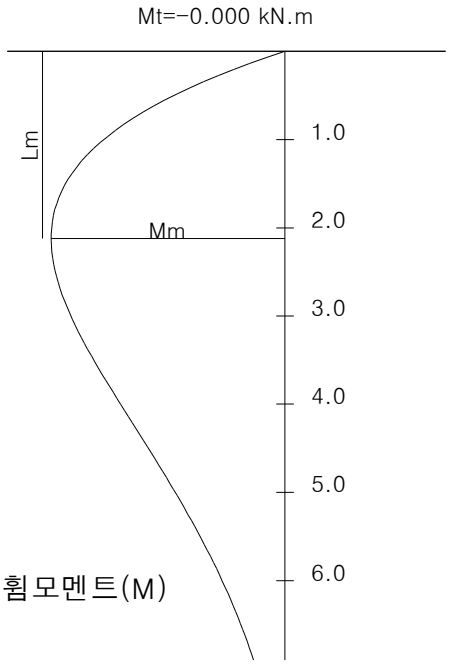
- 최대모멘트 및 깊이 : -168.908 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 19.710 mm
- 지표면에서의 변위 : 19.710 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-193.842	19.710	
0.460	-74.850	-133.450	16.385	
0.920	-124.448	-83.960	13.219	
1.380	-153.655	-44.645	10.320	
1.840	-166.927	-14.492	7.753	
2.300	-168.212	7.671	5.548	
2.760	-160.907	23.064	3.708	
3.220	-147.847	32.889	2.218	
3.680	-131.330	38.273	1.049	
4.140	-113.160	40.233	0.166	
4.600	-94.703	39.661	-0.470	
5.060	-76.943	37.317	-0.900	
5.520	-60.547	33.825	-1.161	
5.980	-45.923	29.687	-1.291	
6.440	-33.273	25.293	-1.320	
6.900	-22.648	20.931	-1.276	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

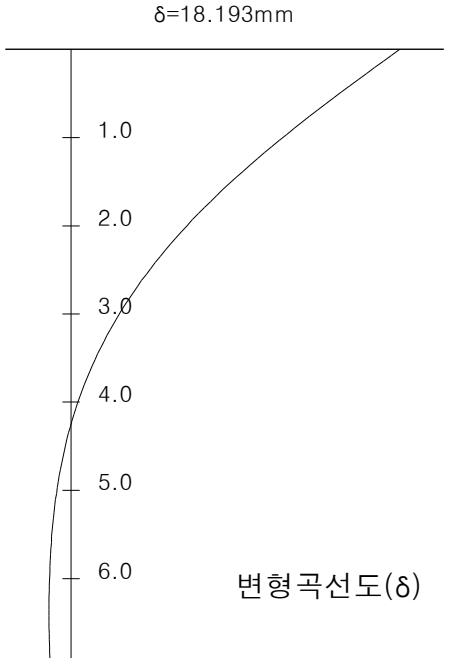
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

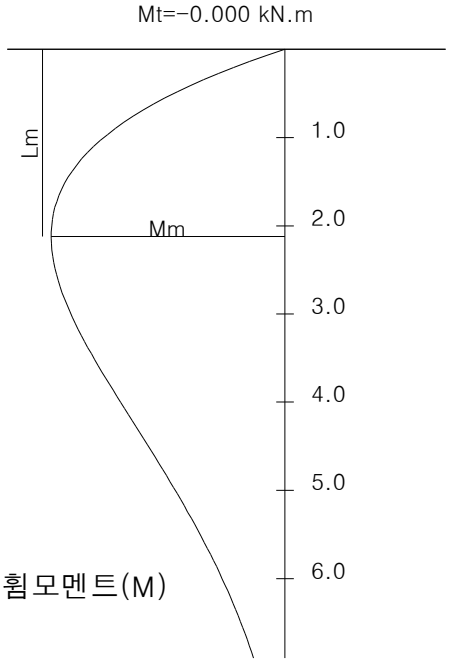
- 최대모멘트 및 깊이 : -155.915 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 18.193 mm
- 지표면에서의 변위 : 18.193 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-178.932	18.193	
0.460	-69.093	-123.185	15.124	
0.920	-114.875	-77.502	12.202	
1.380	-141.836	-41.211	9.526	
1.840	-154.087	-13.377	7.157	
2.300	-155.274	7.081	5.121	
2.760	-148.530	21.290	3.423	
3.220	-136.474	30.360	2.047	
3.680	-121.228	35.329	0.968	
4.140	-104.456	37.138	0.153	
4.600	-87.418	36.611	-0.434	
5.060	-71.025	34.446	-0.830	
5.520	-55.890	31.223	-1.072	
5.980	-42.390	27.404	-1.192	
6.440	-30.714	23.348	-1.218	
6.900	-20.906	19.321	-1.178	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

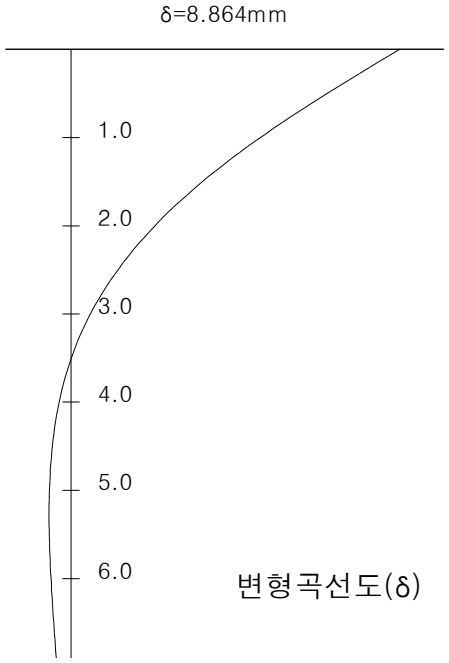
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

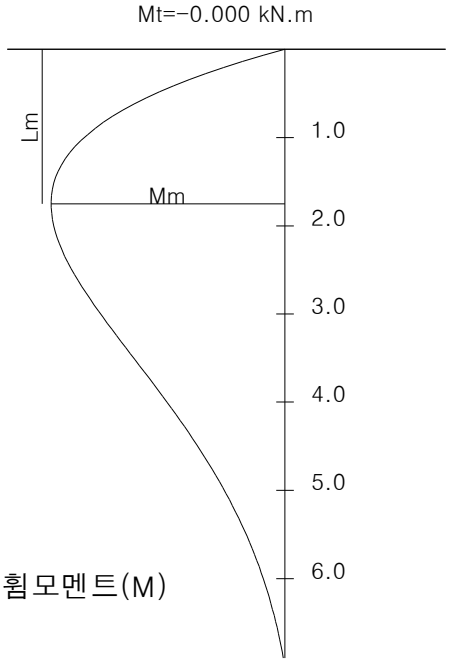
- 최대모멘트 및 깊이 : -111.348 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.864 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.864 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-154.713	8.864	
0.460	-57.506	-97.479	7.061	
0.920	-91.616	-52.840	5.379	
1.380	-107.873	-19.626	3.893	
1.840	-111.185	3.726	2.640	
2.300	-105.694	18.933	1.628	
2.760	-94.754	27.696	0.845	
3.220	-80.961	31.585	0.268	
3.680	-66.231	31.977	-0.132	
4.140	-51.899	30.028	-0.388	
4.600	-38.822	26.661	-0.531	
5.060	-27.478	22.590	-0.589	
5.520	-18.067	18.332	-0.587	
5.980	-10.586	14.245	-0.544	
6.440	-4.900	10.555	-0.479	
6.900	-0.796	7.381	-0.402	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

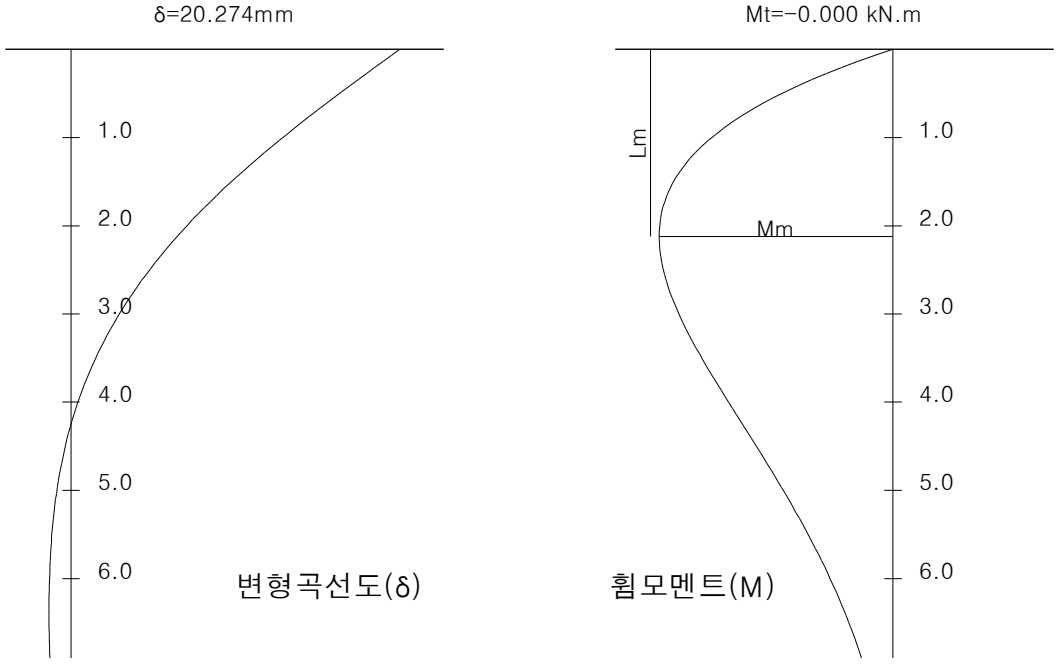
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -173.742 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 20.274 mm
- 지표면에서의 변위 : 20.274 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-199.390	20.274	
0.460	-76.992	-137.269	16.854	
0.920	-128.010	-86.363	13.597	
1.380	-158.053	-45.923	10.615	
1.840	-171.704	-14.906	7.975	
2.300	-173.027	7.890	5.707	
2.760	-165.513	23.724	3.814	
3.220	-152.078	33.831	2.281	
3.680	-135.088	39.368	1.079	
4.140	-116.399	41.384	0.171	
4.600	-97.414	40.796	-0.483	
5.060	-79.145	38.385	-0.925	
5.520	-62.280	34.793	-1.195	
5.980	-47.237	30.537	-1.328	
6.440	-34.226	26.017	-1.358	
6.900	-23.296	21.530	-1.313	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

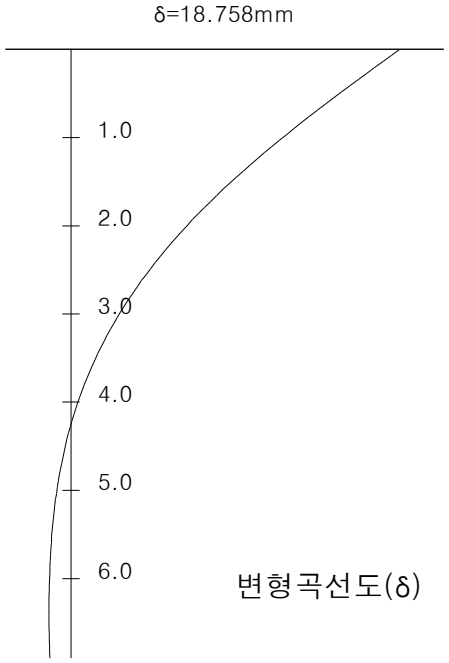
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

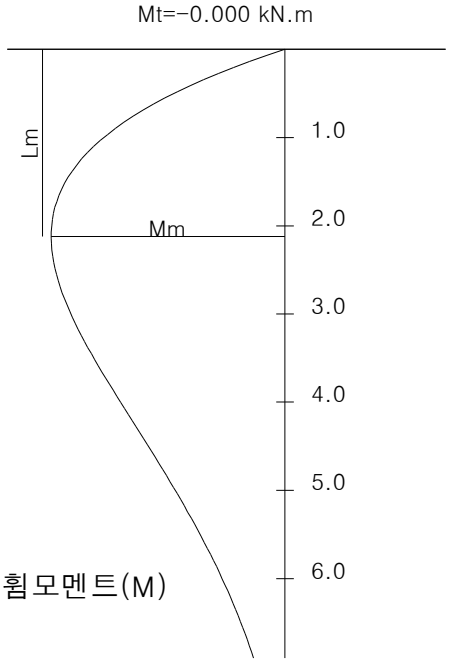
- 최대모멘트 및 깊이 : -160.750 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 18.758 mm
- 지표면에서의 변위 : 18.758 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-184.480	18.758	
0.460	-71.235	-127.004	15.593	
0.920	-118.437	-79.905	12.580	
1.380	-146.233	-42.489	9.821	
1.840	-158.864	-13.792	7.379	
2.300	-160.088	7.300	5.280	
2.760	-153.136	21.950	3.529	
3.220	-140.706	31.301	2.111	
3.680	-124.987	36.424	0.998	
4.140	-107.695	38.290	0.158	
4.600	-90.129	37.746	-0.447	
5.060	-73.227	35.514	-0.856	
5.520	-57.623	32.191	-1.105	
5.980	-43.705	28.254	-1.229	
6.440	-31.666	24.071	-1.256	
6.900	-21.554	19.920	-1.215	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

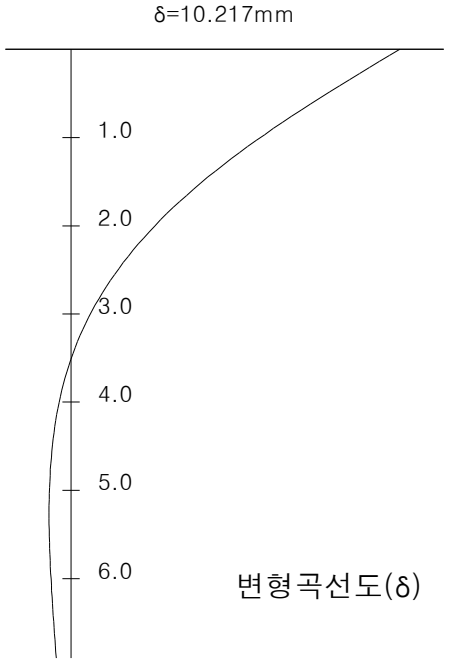
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

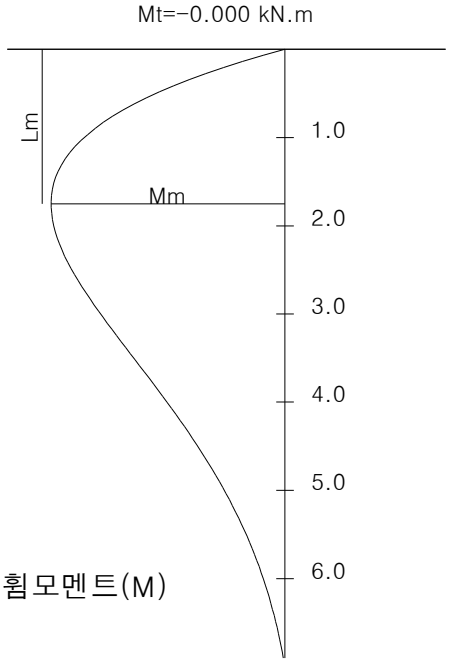
- 최대모멘트 및 깊이 : -128.340 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.217 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.217 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-178.322	10.217	
0.460	-66.282	-112.355	8.138	
0.920	-105.596	-60.904	6.199	
1.380	-124.335	-22.621	4.487	
1.840	-128.152	4.294	3.043	
2.300	-121.823	21.822	1.876	
2.760	-109.213	31.922	0.974	
3.220	-93.315	36.404	0.309	
3.680	-76.338	36.857	-0.152	
4.140	-59.819	34.610	-0.448	
4.600	-44.746	30.730	-0.612	
5.060	-31.671	26.037	-0.679	
5.520	-20.824	21.129	-0.676	
5.980	-12.201	16.419	-0.628	
6.440	-5.648	12.165	-0.552	
6.900	-0.917	8.507	-0.464	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	10.000	사질토	3.024	20.000	95.767
1.583	50.000	사질토	3.876	100.000	613.685
계	-	-	-	-	709.469

사질토 : f = 2.0 x N (≤ 100.0)

점성토 : f = 8.0 x N (≤ 100.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 12.0278 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 10.2166 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 709.469 + 0.000 = 236.490 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 709.469 + 0.000 = 354.734 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	441.080	431.590	1586.000	236.490	O.K
	HINGE	562.558	350.018	1586.000	236.490	O.K
COMBO 2	FIX	459.385	402.620	1586.000	236.490	O.K
	HINGE	572.438	326.706	1586.000	236.490	O.K
COMBO 3	FIX	663.544	70.812	2379.000	354.734	O.K
	HINGE	581.485	193.016	2379.000	354.734	O.K
COMBO 4	FIX	644.867	536.094	1586.000	236.490	O.K
	HINGE	659.849	561.766	1586.000	236.490	O.K
COMBO 5	FIX	572.321	524.674	1586.000	236.490	O.K
	HINGE	640.269	494.699	1586.000	236.490	O.K
COMBO 6	FIX	934.841	-15.197	2379.000	354.734	O.K
	HINGE	844.410	119.473	2379.000	354.734	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 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.508 = 13.583 < 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	441.080	154.322	111.186	140.00	O.K
	HINGE	562.558	99.357	89.535	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	459.385	143.619	106.625	140.00	O.K
	HINGE	572.438	91.715	86.073	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	663.544	155.244	126.015	210.00	O.K
	HINGE	581.485	111.348	97.185	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	644.867	157.215	125.868	140.00	O.K
	HINGE	659.849	103.076	97.798	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	572.321	146.848	115.634	140.00	O.K
	HINGE	640.269	95.434	92.438	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	934.841	171.081	151.989	210.00	O.K
	HINGE	844.410	128.340	123.240	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

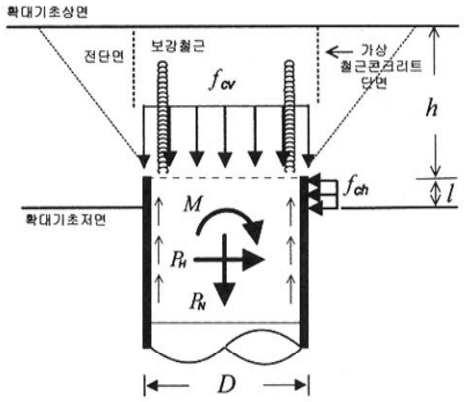
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 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	114.025	14.690	80.000	O.K
	HINGE	114.025	14.690	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	105.254	13.560	80.000	O.K
	HINGE	105.254	13.560	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	154.713	19.932	120.000	O.K
	HINGE	154.713	19.932	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	118.292	15.240	80.000	O.K
	HINGE	118.292	15.240	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	109.522	14.110	80.000	O.K
	HINGE	109.522	14.110	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	178.322	22.974	120.000	O.K
	HINGE	178.322	22.974	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 = 659849.1 / (π/4 x 508 ²)
= 3.256 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 934840.8 / (π/4 x 508 ²)
= 4.612 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 = 659849.1 / {π x (508 + 1700) x 1700 }
= 0.056 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 934840.8 / {π x (508 + 1700) x 1700 }
= 0.079 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 = 118292.491 / (508 x 100)
= 2.329 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 178321.689 / (508 x 100)
= 3.510 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)

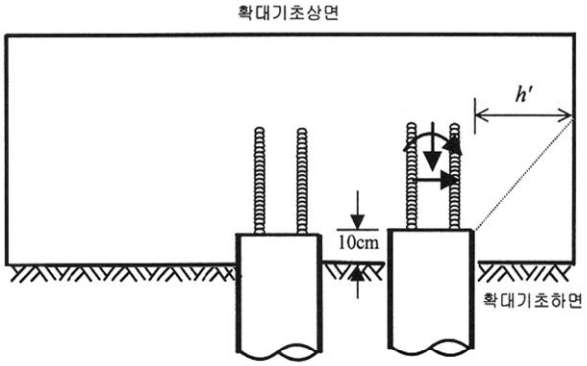
τh = 118292.491 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.199 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 178321.689 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.300 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.600 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 = 979949.622 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\cdot b_p \cdot d\right)$$

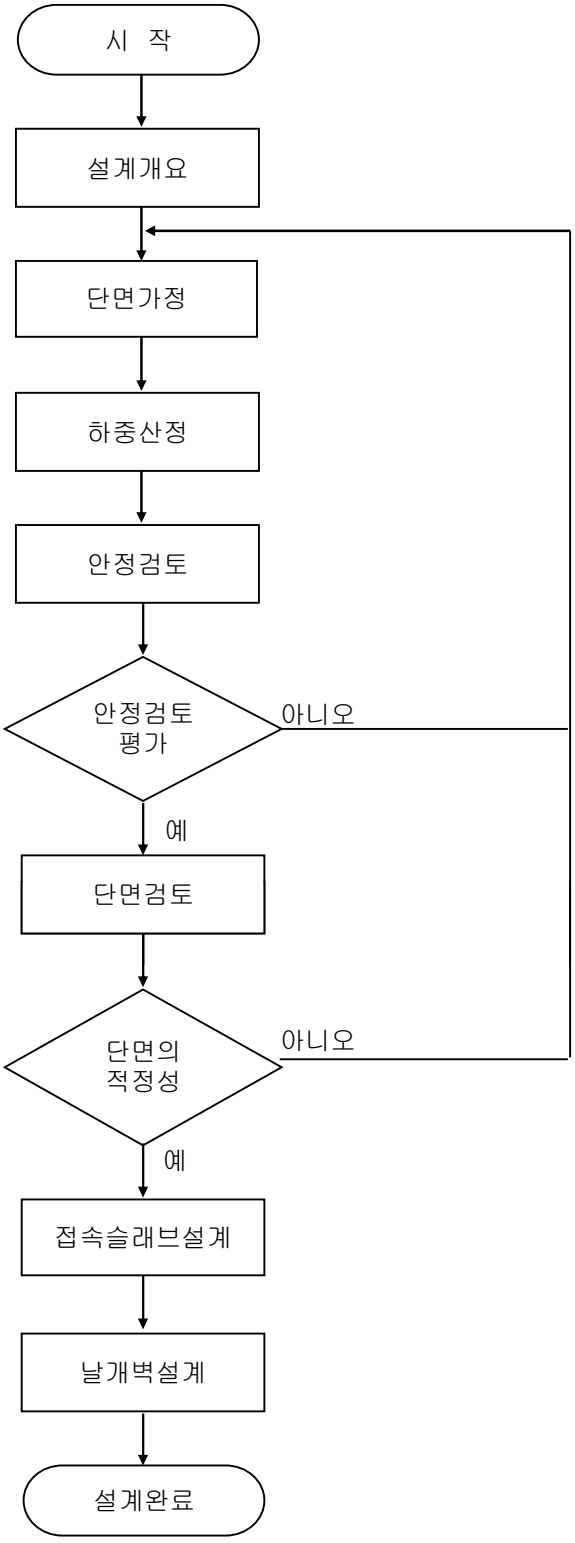
d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 6779.6 x 1650)
= 14613680.577 N ≥ PNmax = 979949.622 N ∴ O.K

시점 교대(오창방향)

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
평가
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

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) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1586	699.396	O.K
	허용인발력(kN/EA)	182.379	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	134.984	O.K
	전단응력(MPa)	80	16.516	O.K
	수평변위(mm)	15	13.034	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1056.962	O.K
	허용인발력(kN/EA)	273.569	-182.085	O.K
	휨응력(MPa)	210	164.681	O.K
	전단응력(MPa)	120	24.994	O.K
	수평변위(mm)	15	11.115	O.K

■ 단면 휨 설계

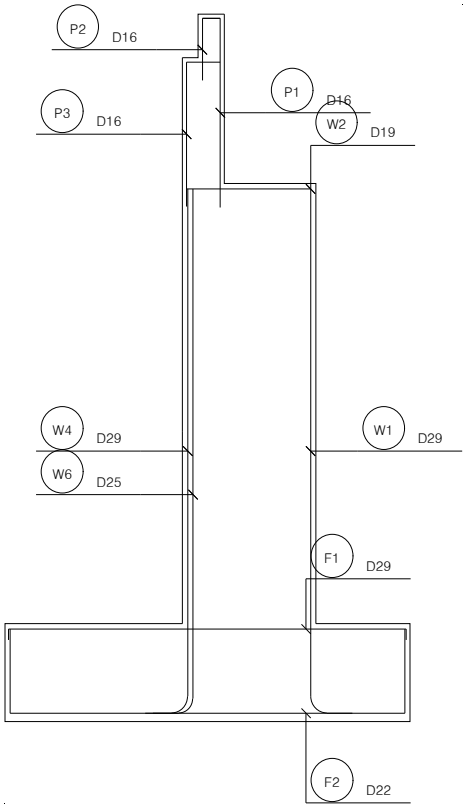
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1800	150	2469.42	3096.8	1027.574	1284.997	1.251	O.K
후면저판		1800	100	4355.12	5139.2	1852.38	2178.322	1.176	O.K
벽체 (H=11.201)		2550	100	5160.37	7166	3136.79	4328.991	1.38	O.K
흉벽		800	80	971.675	1588.8	176.629	286.971	1.625	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	600	80	3060.89	3096.8	388.307	392.654	1.011	O.K
	화부(T=450	450	80	1263.21	3096.8	116.192	274.202	2.36	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2708.95	3096.8	345.447	392.654	1.137	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	3674.15	4053.6	461.881	506.698	1.097	O.K
우측날개벽	A(T=610 mm)	610	80	1064.49	1588.8	141.742	209.993	1.482	O.K
	B(T=610 mm)	610	80	789.694	1588.8	105.558	209.993	1.989	O.K
	C(T=610 mm)	610	80	943.107	1588.8	125.793	209.993	1.669	O.K

■ 사용성 검토

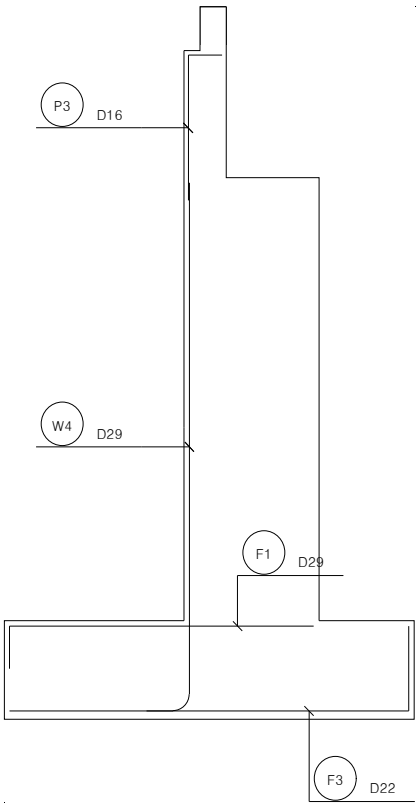
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		134.97	150	125	235.962	O.K
후면저판		127.7	150	125	402.928	O.K
벽체 (H=11.201)		70.678	150	125	891.363	O.K
흉벽		95.977	150	125	640.509	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	154.742	150	125	336.413	O.K
	화부(T=450	66.002	150	125	954.519	O.K
	B(T=600 mm)	137.662	150	125	399.555	O.K
	C(T=600 mm)	142.178	150	125	385.134	O.K
우측날개벽	A(T=610 mm)	105.521	150	125	566.297	O.K
	B(T=610 mm)	78.584	150	125	801.694	O.K
	C(T=610 mm)	93.648	150	125	660.916	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

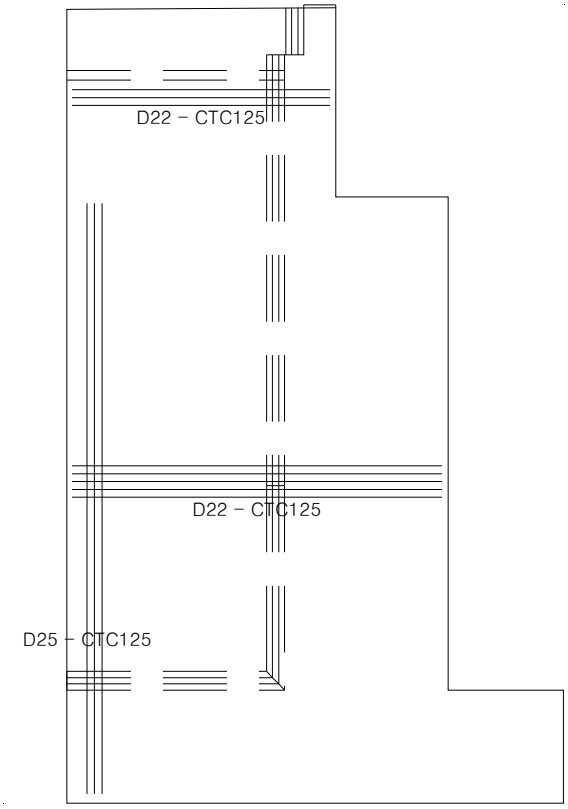


- ② Cycle (CTC = 250)

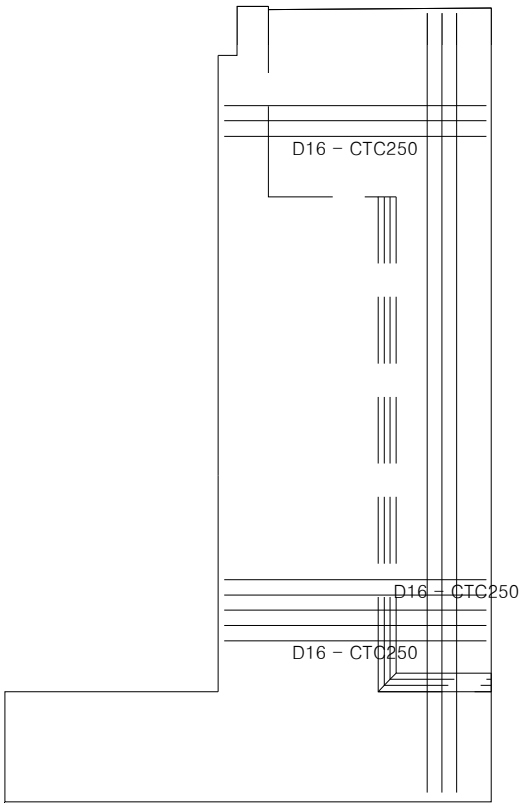


▣ 주철근 조립도

- 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 = 13.254 m
(5) 교 대 총높이 : H = 13.001 m
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 70.000 °

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 = 464.679 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 147.878 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]

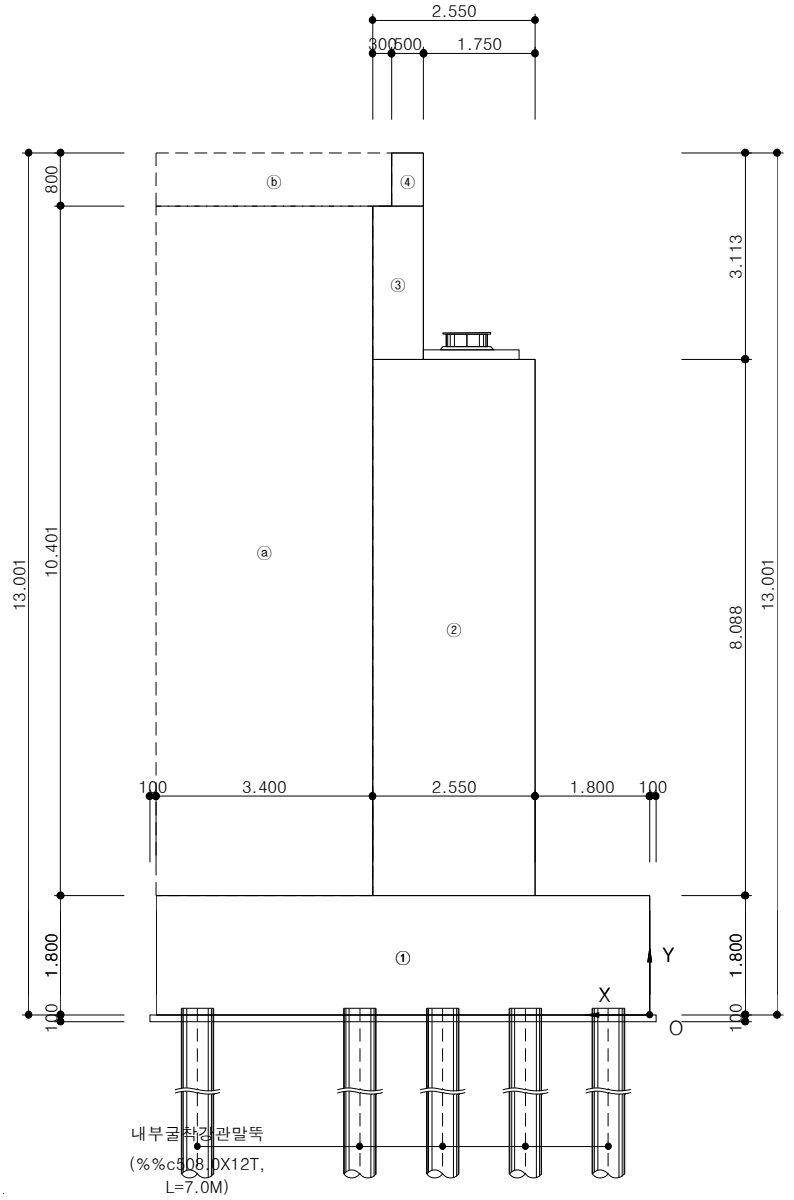
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	1079.040	1222.368	1254.063	1302.027	1301.516	6159.014
활하중	440.750	383.445	362.205	370.396	403.227	1960.023

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	199.407	225.894	231.751	240.615	240.52	1138.186
직각방향	199.407	225.894	231.751	240.615	240.52	1138.186

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	7.750 × 1.800	= 13.950	25.000	348.750	26.854
	②	2.550 × 8.088	= 20.624	25.000	515.598	39.701
	③	0.800 × 2.313	= 1.850	25.000	46.257	3.562
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 36.824		920.605	70.887
뒷채움재	ⓐ	3.400 × 10.401	= 35.362	20.000	707.245	54.458
	ⓑ	3.700 × 0.800	= 2.960	20.000	59.200	4.558
	소계		= 38.322		766.445	59.016
총 계					1687.049	129.903

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	3.875	0.900	1351.406	24.168
	②	3.075	5.844	1585.463	232.009
	③	3.950	11.044	182.715	39.337
	④	3.800	12.601	38.000	9.703
	소 계			3157.584	305.217
뒷채움재	ⓐ	6.050	7.000	4278.830	381.223
	ⓑ	5.900	12.601	349.280	57.439
	소 계			4628.110	438.662
총 계				7785.694	743.879

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 3157.584 / 920.605 = 3.430 m
  Y = 305.217 / 70.887 = 4.306 m
- 뒷채움재 : X = 4628.110 / 766.445 = 6.038 m
  Y = 438.662 / 59.016 = 7.433 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)

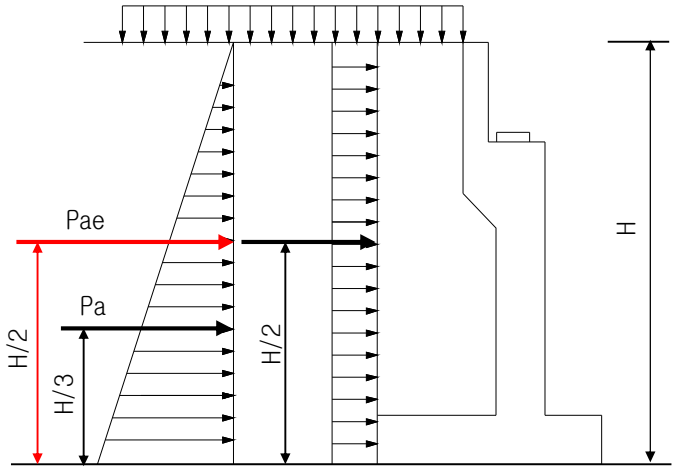
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 13.001 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 13.001² x cos(0.000)

= 458.036 kN

y = H / 3 = 4.334 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 13.001 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 13.001² x cos(0.000)

= 530.714 kN

y = H / 2 = 6.500 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 11.201 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 11.201² x cos(11.667 + 0.000)

= 308.386 kN

y = H / 3 = 3.734 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 11.201 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 11.201² x cos(0.000 + 0.000)

= 393.928 kN

y = H / 2 = 5.600 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 6159.014 ÷ (12.455 / sin70.000) = 464.679 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 1960.023 ÷ (12.455 / sin70.000) = 147.878 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

③ 고정단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Ff = ∑H ÷ (12.455 / sin70.0)

= 85.873 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1138.186 kN 임. 『지진하중 집계표』참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.700 = 37.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 13.001 m)

  Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ+β)

  = 0.271 x 10.000 x 13.001 x cos0.000

  = 35.232 kN

  y = H / 2 = 6.500 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 11.201 m)

  Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ+β)

  = 0.251 x 10.000 x 11.201 x cos11.667

  = 27.533 kN

  y = H / 2 = 5.600 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	920.605	-	3.430	4.306	3157.585	-
2. 교대구체(지진시	920.605	70.887	3.430	4.306	3157.585	305.219
3. 뒷채움재(평상시	766.445	-	6.038	7.433	4628.112	-
4. 뒷채움재(지진시	766.445	59.016	6.038	7.433	4628.112	438.660
5. 배면토압(평상시	-	458.036	-	4.334	-	1984.923
6. 배면토압(지진시	-	530.714	-	6.500	-	3449.815
7. 뒷채움 상재하중	37.000	35.232	5.900	6.500	218.300	229.020
8. 상부 고정하중	464.679	-	2.871	-	1334.093	-
9. 상부활하중	147.878	-	2.871	-	424.558	-
10. 상부관성력	-	85.873	-	10.288	-	883.445

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)	1724.050	493.268	8003.997	2213.943
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1687.050	458.036	7785.697	1984.923
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1687.050	660.617	7785.697	4193.694
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2336.607	493.268	9762.648	2213.943
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	2151.729	458.036	9119.790	1984.923
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2151.729	746.490	9119.790	5077.139

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

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

e = 말뚝도심(= 3.241) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.65	12	7.8	-
2 열	1.95	12	23.4	-
3 열	3.25	9	29.25	-
4 열	4.55	9	40.95	-
5 열	7.1	9	63.9	-
계	-	51	165.3	3.241

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	22850.559	6537.774	-0.117	-2673.515
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	22360.161	6070.809	-0.197	-4404.952
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	22360.161	8755.818	1.112	24864.499
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	30969.389	6537.774	0.011	340.663
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	28519.016	6070.809	-0.075	-2138.926
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	28519.016	9893.978	1.362	38842.900

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

각 작용력은 교대의 전폭 13.254 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.

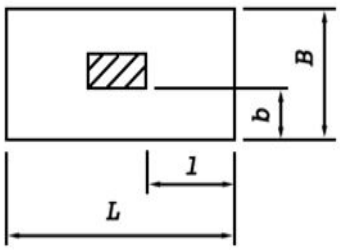
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 229116.124 x 51 / (13.254 x 7.750) = 113753.878 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 13.254 m)
B : 확대기초의 폭 (= 7.750 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 51 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 113753.878) / (26986000.000 x 1.800³)] = 0.216 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 3.400) = 3.400
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.875, 뒷굽기준으로 검토

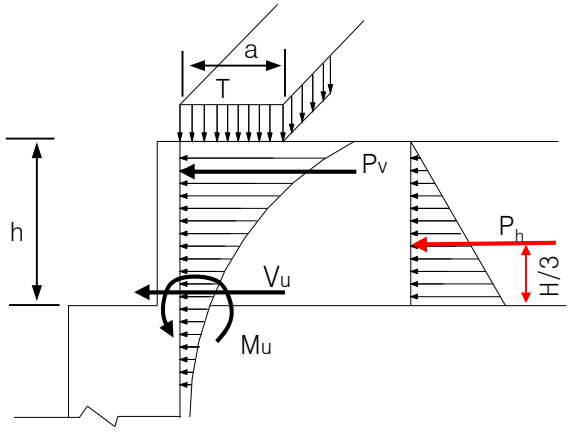


$\beta\lambda$ = 0.216 x 3.400 = 0.734 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (3.113 - 0.36) = 79.185 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 3.113^2 x cos11.667 = 23.819 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.113 x 23.819 = 24.715 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 23.819 = 89.392 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 79.185 + 1.70 x 24.715 = 176.629 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.313 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.562 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.562 + 0.770 = 4.332 kN

Mw = 3.562 x 2.313/2 + 0.770 x (2.313 + 0.800/2) = 6.208 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 3.113^2 x cos0.000 = 30.426 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.113 x 30.426 = 47.356 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.332 + 1.00 x 30.426 = 34.758 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 6.208 + 1.00 x 47.356 = 53.564 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	89.392	176.629	
지진시	34.758	53.564	
설계단면력	89.392	176.629	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 11.201 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	44.033	4.583	-	1.000	44.033	201.790
2. 배면토압(평상시)	308.386	3.734	1.700	-	524.256	1957.338
3. 배면토압(지진시)	393.928	5.600	-	1.000	393.928	2206.126
4. 뒷채움 상재하중	27.533	5.600	1.700	-	46.806	262.130
5. 상부관성력	85.873	8.488	-	1.000	85.873	728.874

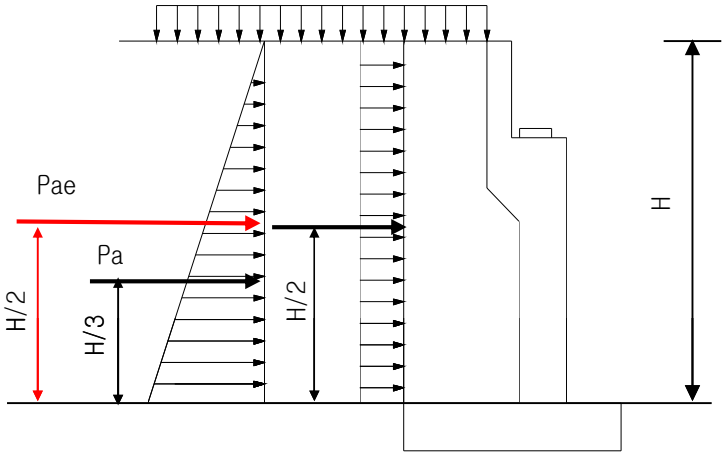
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 44.033 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 201.790 kN.m

y = Mo / Ho = 201.790 / 44.033 = 4.583



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 11.201 m)	524.256	1957.338	
지진시(H = 11.201 m)	523.834	3136.790	
설계단면력	524.256	3136.790	

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	920.605	-	3.430	4.306	3157.585	-
2. 교대구체(지진시	920.605	70.887	3.430	4.306	3157.585	305.219
3. 뒷채움재(평상시	766.445	-	6.038	7.433	4628.112	-
4. 뒷채움재(지진시	766.445	59.016	6.038	7.433	4628.112	438.660
5. 배면토압(평상시	-	458.036	-	4.334	-	1984.923
6. 배면토압(지진시	-	530.714	-	6.500	-	3449.815
7. 토압의 연직분력	68.750	-	6.617	-	454.896	-
8. 뒷채움 상재하중	37.000	35.232	5.900	6.500	218.300	229.020
9. 상부 고정하중	464.679	-	2.871	-	1334.093	-
10. 상부활하중	147.878	-	2.871	-	424.558	-
11. 상부관성력	-	85.873	-	10.288	-	883.445

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+	2389.590	838.556	11364.074	3763.703
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	2310.040	778.661	10894.729	3374.369
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1687.050	660.617	7785.697	4193.694
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	3311.610	838.556	14011.195	3763.703
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	2914.123	778.661	12629.050	3374.369
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2151.729	746.490	9119.790	5077.139

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(=3.241) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

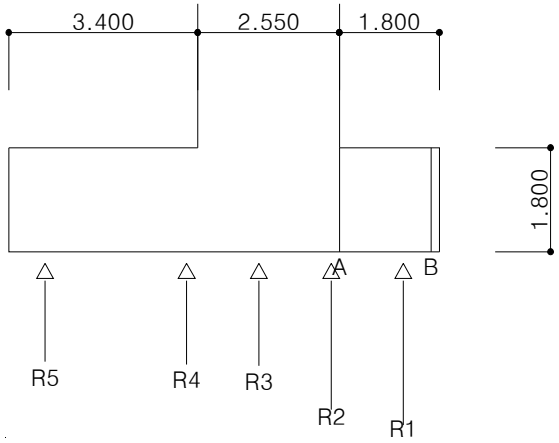
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	31671.626	11114.216	0.061	1931.969
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	30617.27	10320.376	-0.014	-428.642
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	22360.161	8755.818	1.112	24864.499
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	43892.084	11114.216	0.147	6452.136
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	38623.782	10320.376	0.065	2510.546
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	28519.016	9893.978	1.362	38842.9

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(13.254 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.254 (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 13.254 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 13.254 (kN/m)
R4 = Ru4 x 9본 / 13.254 (kN/m)
R5 = Ru5 x 9본 / 13.254 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	791.260	705.850	620.940	610.900	591.190
COMB 2	736.100	667.990	600.350	602.580	606.950
COMB 3	784.050	610.650	437.560	308.270	54.660
COMB 4	1076.270	968.080	860.400	826.850	761.040
COMB 5	922.610	839.690	757.240	744.190	718.580
COMB 6	1056.960	807.230	557.830	355.850	-40.330

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.150 x 25.000 = 6.750 kN
Ma = 1.800 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 72.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00
Ma = R1 x 1.150

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	823.835	8.775	729.065
COMB 2	0.000	766.404	8.775	671.634
COMB 3	0.000	816.328	6.750	743.428
COMB 4	0.000	1120.579	8.775	1025.809
COMB 5	0.000	960.593	8.775	865.823
COMB 6	0.000	1100.474	6.750	1027.574

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

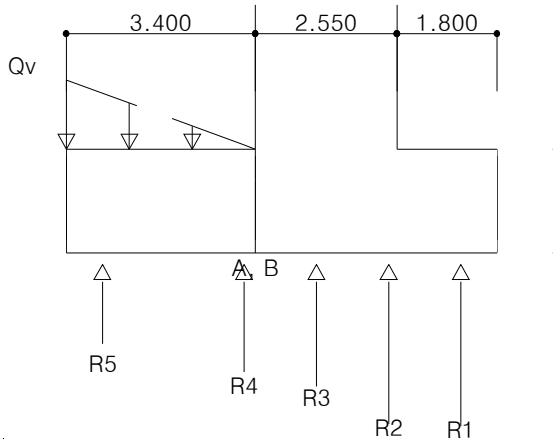
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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



전단력 계산시 R4의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 해 89.400%의 값을 적용.

→ (4.350 + 0.508/2 - 4.550) / 0.508 = 0.894

말뚝거리 : 4.550m, 전단검토위치 : 4.350 m

R1 = Ru1 x 12본 / 13.254 (kN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 13.254 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 13.254 (kN/m)

R4 = Ru4 x 9본 / 13.254 (kN/m)

R5 = Ru5 x 9본 / 13.254 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	641.040	630.990	620.430	535.020	367.480
COMB 2	595.900	598.120	599.880	531.760	398.150
COMB 3	696.140	566.850	437.260	263.860	-76.260
COMB 4	927.500	893.950	859.890	751.710	539.490
COMB 5	783.350	770.290	756.770	673.840	511.190
COMB 6	961.780	759.800	557.500	307.770	-182.080

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 3.400 x 25.000 = 153.000 kN

Ma = 1.800 x 3.400 x 25.000 x 3.400 / 2 = 260.100 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 766.445 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 766.445 kN

Ma = 766.445 x (6.038 - 4.350) = 1294.076 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.400 = 34.000 kN

Ma = 10.000 x 3.400 x 3.400 / 2 = 57.800 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 11.201^2 x sin11.667

= 68.750 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 68.750 / 3.400

= 40.441 kN

Vb = 40.441 x 3.400 / 2 = 68.750 kN

Ma = 40.441 x 3.400 x 3.400 / 3 = 155.834 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 + R5 ; R4의 반력에 대해서는 89.400%의 반력을 적용한다.

Ma = R4 x 0.200 + R5 x 2.750

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	574.201	758.859	811.053	1650.758
COMB 2	593.048	815.686	719.105	1469.660
COMB 3	108.339	-106.568	811.105	1660.744
COMB 4	822.497	1109.483	562.757	1300.134
COMB 5	756.025	1046.063	556.128	1239.284
COMB 6	63.132	-298.204	856.313	1852.380

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)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	1027.57	8.78

* 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 (1650.00 - 53.578) / 53.578 = 0.08939

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2469.418 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.254]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2469.418 mm²

ρmin = Max(2469.418, 1800.000) / bd = 0.00150

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00188

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 (1650.00 - a/2) = 1284.997 kN.m

≥ Mu (= 1027.574 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.251]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1650.00 = 1077.775 kN

≥ Vu (= 8.775 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1852.38	856.31

* 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 (1700.00 - 88.913) / 88.913 = 0.05436

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4355.116 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.180]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 4355.116 mm²

ρmin = Max(4355.116, 1800.000) / bd = 0.00256

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00302

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (1700.00 - a/2) = 2178.322 kN.m

≥ Mu (= 1852.380 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.176]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1700.00 = 1110.435 kN

≥ Vu (= 856.313 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 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 (H=11.201)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2550.00	2421.72	100.00	3136.79	524.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 300.00 = 2149800.000

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 = 105.382 mm, c = 105.382 / β1 = 105.382 / 0.85 = 123.979 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2450.00 - 123.979) / 123.979 = 0.05628

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5160.365 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.389]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : D25 - 4.0 EA (= 2026.8 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 = 0.00296

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) = 105.382 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 300 x (2421.72 - a/2) = 4328.991 kN.m

≥ Mu (= 3136.790 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.380]

* 전단에 대한 검토 (d = 2421.72 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2421.72 = 1581.859 kN

≥ Vu (= 524.256 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300

D19 - CTC 600 = 2387.500 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2550.0 x 1000.0 = 3825.000 ㎟ > 2387.500 ㎟

(2387.500 / 1.000) = 2387.500 ㎟ > (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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	176.63	89.39

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 971.675 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.635]

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 (= 176.629 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.625]

* 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 (= 89.392 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 (3.113 - 0.36) = 79.185 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 3.113^2 x cos11.667 = 23.819 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.113 x 23.819 = 24.715 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 23.819 = 52.584 kN

Ms = 79.185 + 24.715 = 103.900 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 11.201 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	44.033	4.583	-	1.000	44.033	201.790
2. 배면토압(평상시)	308.386	3.734	1.000	-	308.386	1151.375
3. 배면토압(지진시)	393.928	5.600	-	1.000	393.928	2206.126
4. 뒷채움 상재하중	27.533	5.600	1.000	-	27.533	154.194
5. 상부관성력	85.873	8.488	-	1.000	85.873	728.874

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 44.033 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 201.790 kN.m

y = Mo / Ho = 201.790 / 44.033 = 4.583

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	308.386	1151.375	

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+	1792.800	493.268	8458.893	2213.942
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1755.800	458.036	8240.593	1984.923
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1687.050	660.617	7785.698	4193.694
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2405.357	493.268	10217.545	2213.942
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	2220.479	458.036	9574.687	1984.923
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2151.729	746.490	9119.791	5077.139

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(=3.241) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

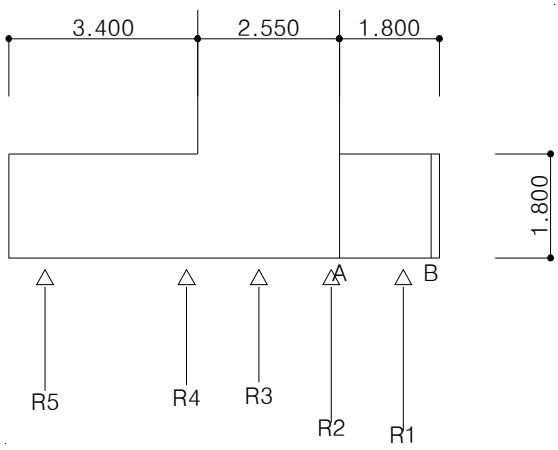
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	23761.771	6537.774	-0.242	-5750.349
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	23271.373	6070.809	-0.322	-7493.382
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	22360.161	8755.818	1.112	24864.499
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	31880.602	6537.774	-0.086	-2741.732
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	29430.229	6070.809	-0.177	-5209.15
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	28519.016	9893.978	1.362	38842.9

각 작용력은 교대의 전폭(13.254 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.254 (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 13.254 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 13.254 (kN/m)
R4 = Ru4 x 9본 / 13.254 (kN/m)
R5 = Ru5 x 9본 / 13.254 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	509.930	478.890	448.140	462.050	489.320
COMB 2	476.590	457.450	438.590	461.490	506.420
COMB 3	784.050	610.650	437.560	308.270	54.660
COMB 4	699.400	653.160	607.230	605.460	601.980
COMB 5	620.110	589.550	559.270	570.390	592.210
COMB 6	1056.960	807.230	557.830	355.850	-40.330

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.150 x 25.000 = 6.750 kN

Ma = 1.800 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 72.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

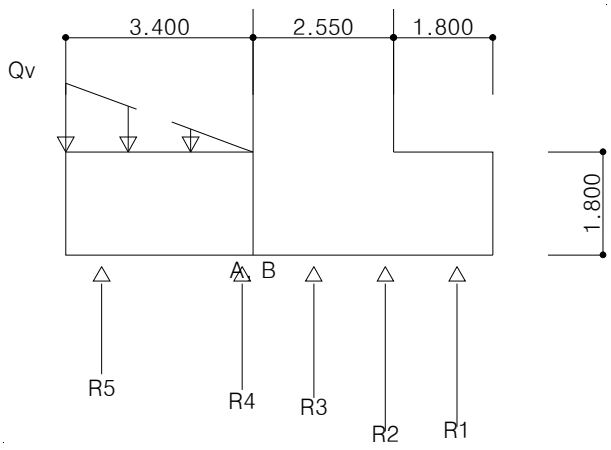
Ma = R1 x 1.150

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	530.923	6.750	458.023
COMB 2	0.000	496.211	6.750	423.311
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	728.194	6.750	655.294
COMB 5	0.000	645.639	6.750	572.739
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 13.254 (kN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 13.254 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 13.254 (kN/m)

R4 = Ru4 x 9본 / 13.254 (kN/m)

R5 = Ru5 x 9본 / 13.254 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	420.340	434.240	447.840	416.790	355.900
COMB 2	392.780	415.690	438.300	419.160	381.610
COMB 3	696.140	566.850	437.260	263.860	-76.260
COMB 4	610.770	609.000	606.930	560.700	470.010
COMB 5	537.030	548.150	558.990	528.430	468.480
COMB 6	961.780	759.800	557.500	307.770	-182.080

- 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 = R4 + R5 ; R4의 반력에 대해서는 89.400%의 반력을 적용한다.

Ma = R4 x 0.200 + R5 x 2.750

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	494.591	721.179	527.604	1046.631
COMB 2	513.487	769.509	474.708	940.501
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	659.405	953.802	362.790	814.008
COMB 5	638.783	946.562	349.412	763.448
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)] = 655.294 x 1000000 / [3096.800 x (1650.000 - 246.662/3)]
= 134.970 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1650.0/(7x3096.800)]
= 246.662 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22/2 = 139.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.97) - 2.5 x 139.00 = 235.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.97) = 466.77 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 235.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 235.96 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1046.631 x 1000000 / [5139.200 x (1700.000 - 315.604/3)]
= 127.700 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x5139.200)]
= 315.604 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.70) - 2.5 x 85.50 = 402.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.70) = 493.34 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 402.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 402.93 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=11.201)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1151.375 x 1000000 / [7166.000 x (2421.716 - 445.290/3)]
= 70.678 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2421.7/(7x7166.000)]
= 445.290 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : D25 - 4.0 EA (= 2026.8 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.68) - 2.5 x 85.50 = 900.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.68) = 891.36 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 891.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 891.36 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 103.900 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 95.977 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

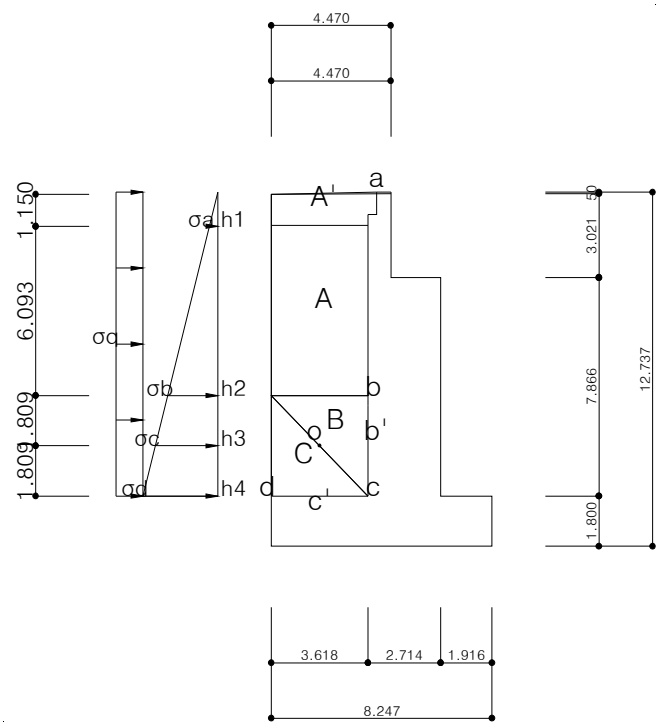
Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.98) - 2.5 x 72.00 = 640.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 95.98) = 656.41 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 640.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 640.51 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

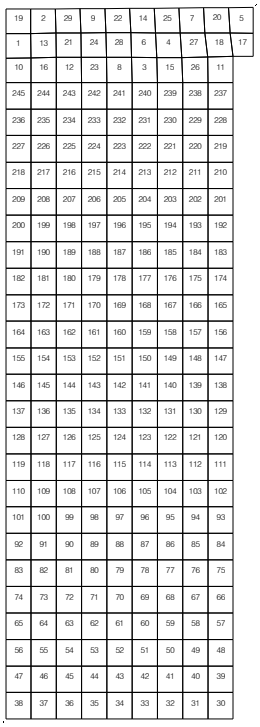


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	388.307	345.447	461.881	116.192
전단력(kN)	0	288.489	289.443	331.723	102.644

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	228.416	203.204	271.695	68.348
전단력(kN)	0	169.699	170.26	195.131	60.379

(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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	388.31	288.49

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3060.893 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.012]

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 (= 388.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.011]

* 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 (= 288.489 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	116.19	102.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1263.210 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.452]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 116.192 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.360]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 102.644 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	345.45	289.44

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2708.948 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.143]

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 (= 345.447 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.137]

* 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 (= 289.443 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	461.88	331.72

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3674.152 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.103]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 461.881 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.097]

* 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 (= 331.723 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 228.416 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 154.742 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.74) - 2.5 x 69.00 = 336.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.74) = 407.13 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 336.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 336.41 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 68.348 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 66.002 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.00) - 2.5 x 69.00 = 1020.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 66.00) = 954.52 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 954.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 954.52 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 203.204 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]

= 137.662 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.66) - 2.5 x 69.00 = 399.55 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.66) = 457.64 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 399.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.55 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 271.695 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 142.178 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 142.18) - 2.5 x 67.50 = 385.13 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 142.18) = 443.11 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

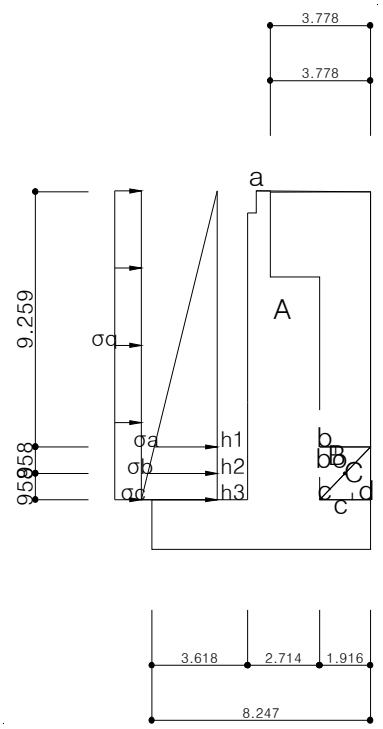
Sa는 작은 값인 385.13 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 385.13 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

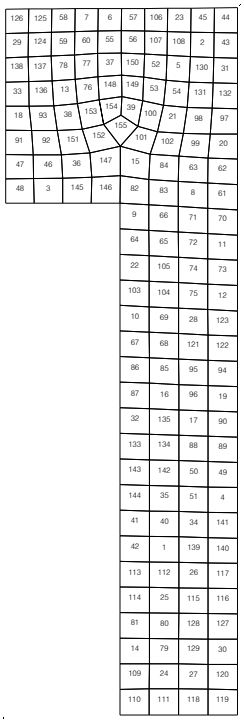


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	141.742	105.558	125.793
전단력(kN)	0	189.192	179.368	186.34

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	83.377	62.093	73.996
전단력(kN)	0	111.29	105.511	109.612

(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)
1000.00	610.00	530.00	80.00	141.74	189.19

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1064.494 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.493]

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 (= 141.742 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.482]

* 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 (= 189.192 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)
1000.00	610.00	530.00	80.00	105.56	179.37

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 789.694 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.012]

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 (= 105.558 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.989]

* 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 (= 179.368 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)
1000.00	610.00	530.00	80.00	125.79	186.34

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 943.107 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.685]

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 (= 125.793 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.669]

* 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 (= 186.340 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 83.377 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]

= 105.521 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 105.52) - 2.5 x 72.00 = 566.30 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 105.52) = 597.04 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 566.30 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 566.30 mm) ∴ O.K

② B(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 62.093 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]

= 78.584 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.58) - 2.5 x 72.00 = 822.12 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.58) = 801.69 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 801.69 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 801.69 mm) ∴ O.K

③ C(T=610 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.996 x 1000000 / [1588.800 x (530.000 - 98.023/3)]

= 93.648 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.65) - 2.5 x 72.00 = 660.92 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 93.65) = 672.73 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 660.92 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 660.92 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 11.146 = 7.802 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

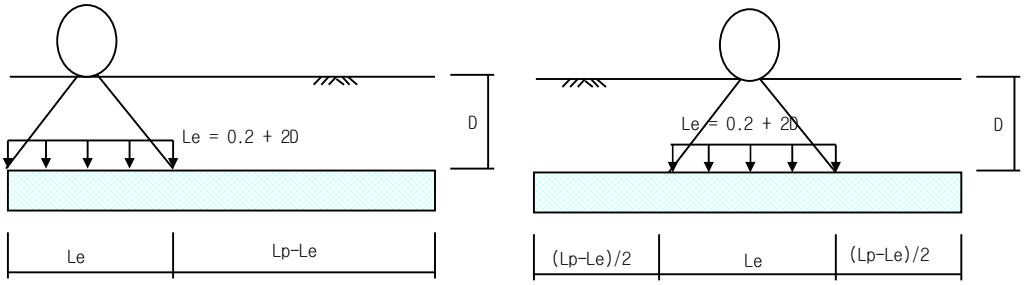
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 7.802 / 2 - 19035981154 = 39.951 kN/m

Md = 11.250 x 7.802^2 / 8 = 85.609 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 3.000 x (1 + i) / [0.200 x (96.0 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2 + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 7.802)

= 78.401 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.802/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 160.210 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 39.951 + 2.15 x 78.401

= 220.499 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 86 + 2.15 x 160

= 455.742 kN.m

2) 단면력 검토

- 극한한계상태 : = 1.30 x Dc + 2.15 x LL, ηi = 1.00

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	455.74	220.50

* 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 (350.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00696

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4287.465 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.199]

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 = 0.01468

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 (350.00 - a/2) = 533.309 kN.m

≥ Mu (= 455.742 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.170]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 220.499 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.802) = 19.69% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4287.5 ㎟

필요 철근량 : 4287.5 x 0.197 = 844.2 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 245.818 x 1000000 / [5139.200 x (350.000 - 126.741/3)]

= 155.423 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x5139.200)]

= 126.741 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.42) - 2.5 x 85.50 = 292.93 mm

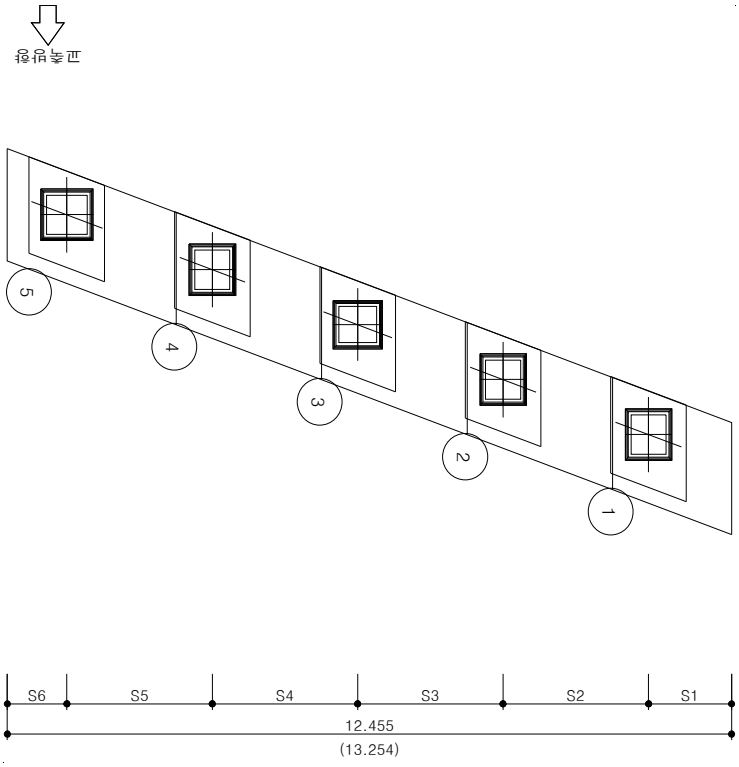
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 155.42) = 405.34 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 292.93 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 292.93 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 50.460 = 452.300 ㎜

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	452.300	650.000	600.000	662.994	O.K
2	452.300	650.000	600.000	662.994	O.K
3	452.300	600.000	650.000	677.936	O.K
4	452.300	650.000	600.000	662.994	O.K
5	452.300	650.000	700.000	645.893	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 70.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 20.00°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x Θ²) ㎜

= (200 + 1.67 x 50.460 + 6.66 x 0.000) x (1 + 0.000125 x 20.00²)

= 298.482 ㎜

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1862 - 50 - 50 = 1762 ㎜ ≥ 298 ㎜ ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1519.790	O.K	345.096	249.258	O.K
SHOE 2	2250.000	1605.813	O.K	345.096	282.367	O.K
SHOE 3	2250.000	1616.268	O.K	345.096	289.689	O.K
SHOE 4	2250.000	1672.423	O.K	345.096	300.768	O.K
SHOE 5	2800.000	1704.743	O.K	414.115	300.650	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(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1519.790	187.412	187.412	1671.000	2080.000	
2	1605.813	212.306	212.306	1671.000	1900.000	
3	1616.268	217.811	252.603	1721.000	1850.000	
4	1672.423	226.142	226.142	1671.000	1900.000	
5	1704.743	226.053	226.053	1771.000	1675.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3013.752	4369.200	O.K	3251.003	4766.400	O.K
2	3279.576	4369.200	O.K	3449.403	4766.400	O.K
3	3391.293	4369.200	O.K	3677.416	4766.400	O.K
4	3449.141	4369.200	O.K	3626.013	4766.400	O.K
5	3486.070	4369.200	O.K	3378.078	4766.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1249.415	6081.600	O.K	1249.415	6081.600	O.K
2	1415.373	6081.600	O.K	1415.373	6081.600	O.K
3	1452.073	6081.600	O.K	1684.018	6081.600	O.K
4	1507.610	6081.600	O.K	1507.610	6081.600	O.K
5	1507.019	6081.600	O.K	1507.019	6081.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 4

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1672.423 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 0.000 / -0.00 = 226.142 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 226.142 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 300.768 / 1.33 = 226.142 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 226.142 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 650.000 mm b1y = 600.000 mm

b2x = 1071.000 mm b2y = 1250.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2142.000 mm < 5 x b1x = 3250.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2500.000 mm < 5 x b1y = 3000.000 mm

$Asx1 = 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 650.000/2142.000) \times 1672.423 \times 10^3 / 150.000$

$= 1941.531\ mm^2$

$Asy1 = 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 600.000/2500.000) \times 1672.423 \times 10^3 / 150.000$

$= 2118.402\ mm^2$

③ 수평하중에 대한 보강

$Asx2 = Hx/fsa$

$= 226.142 \times 10^3 / 150.000$

$= 1507.610\ mm^2$

$Asy2 = Hy/fsa$

$= 226.142 \times 10^3 / 150.000$

$= 1507.610\ mm^2$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 650.000 + 1250.000 = 1900.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 600.000 + 1071.000 = 1671.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2118.402 + 1507.610 = 3626.013 ㎟

Bxo = 1900.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 24 EA

As = 198.600 x 24 = 4766.400 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1941.531 + 1507.610 = 3449.141 ㎟

Byo = 1671.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 4

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 226.142 x 10^3 / 150.000 = 1507.610 ㎟

사용철근 : D13 - 26 EA + D13 - 22 EA

As = 126.700 x 26 + 126.700 x 22 = 6081.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 226.142 x 10^3 / 150.000 = 1507.610 ㎟

사용철근 : D13 - 26 EA + D13 - 22 EA

As = 126.700 x 26 + 126.700 x 22 = 6081.600 ㎟ ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	6.900

※ 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

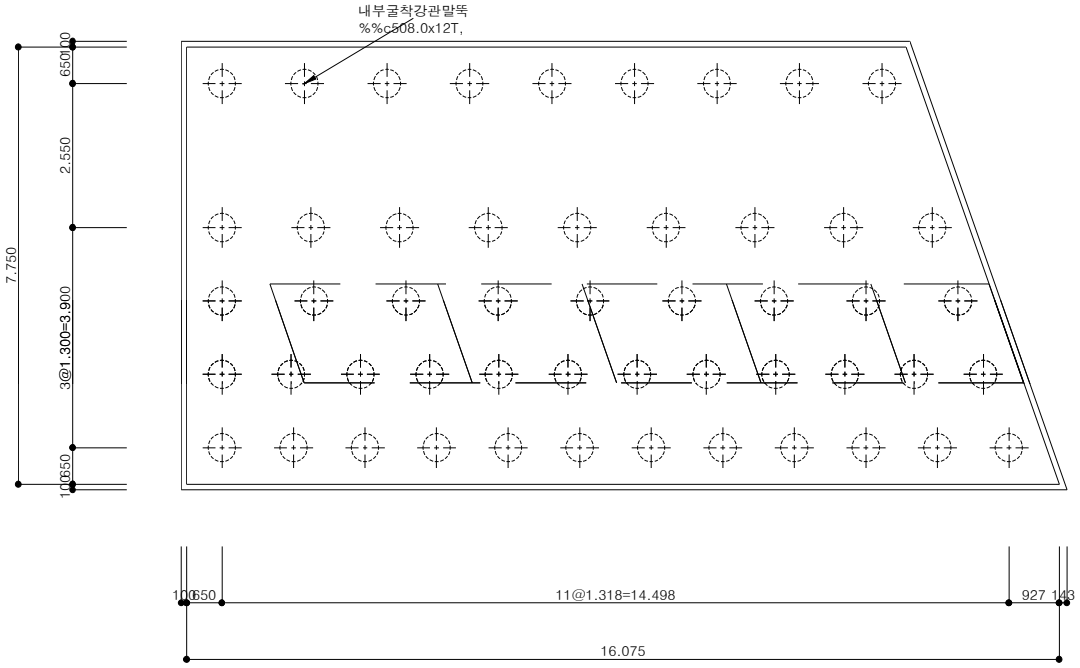
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	22850.559	6537.774	-2673.515	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	22360.161	6070.809	-4404.952	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	22360.161	8755.818	24864.499	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	30969.389	6537.774	340.663	중+활하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 5	28519.016	6070.809	-2138.926	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 6	28519.016	9893.978	38842.900	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	31671.626	11114.216	1931.969	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	30617.270	10320.376	-428.642	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	22360.161	8755.818	24864.499	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	43892.084	11114.216	6452.136	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	38623.782	10320.376	2510.546	정하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 6	28519.016	9893.978	38842.900	+토압+지진하중+온도하중(2+4

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.497

Kv = a x Ap x Ep / L = 229116.124 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 = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 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/m³)
0.504	2.309	27106.79
2.309	2.663	15318.03
2.663	2.699	14519.93
2.699	2.702	14447.28
2.702	2.703	14440.48
2.703	2.703	14439.85
2.703	2.703	14439.79

Kh = 14439.78 kN/m³

β = 0.370 m-1

βL = 0.370 x 6.9000 = 2.553 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.942	54213.57
1.942	2.203	32692.97
2.203	2.230	31178.98
2.230	2.232	31040.69
2.232	2.232	31027.76
2.232	2.232	31026.54
2.232	2.232	31026.43

Kh = 31026.42 kN/m³

β = 0.448 m-1

βL = 0.448 x 6.9000 = 3.091 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19669.870	34908.386	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	71844.277	86983.111	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : ϕ1 = 1.000, ϕ2 = 1.000, ϕ3 = 1.000, ϕ4 = 1.000

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1003163.4	1780327.7
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1355663.8	-1987181.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11684922.3	11684922.3
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	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	60945043.4	61717123.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0066580	0.0019556	0.0001042	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0061385	0.0019136	0.0000643	중+토압+온도하중
	COMBO 3	0.0055679	0.0019136	0.0005822	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0067269	0.0026504	0.0001552	중+토압+온도하중
	COMBO 5	0.0061903	0.0024407	0.0001026	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0064933	0.0024407	0.0008384	지진하중+온도하
계수하중	COMBO 1	0.0114667	0.0027105	0.0002868	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0105969	0.0026202	0.0002287	+토압+온도하중(
	COMBO 3	0.0055679	0.0019136	0.0005822	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0115700	0.0037563	0.0003632	+토압+온도하중(
	COMBO 5	0.0106641	0.0033054	0.0002784	토압+온도하중(1
	COMBO 6	0.0064933	0.0024407	0.0008384	지진하중+온도하

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.727 ㎜ ≤ 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0066580	0.0022256	0.0001042	509.932	128.192	-169.492
	2	0.0066580	0.0020901	0.0001042	478.886	128.192	-169.492
	3	0.0066580	0.0019546	0.0001042	447.839	128.192	-169.492
	4	0.0066580	0.0018191	0.0001042	416.793	128.192	-169.492
	5	0.0066580	0.0015533	0.0001042	355.895	128.192	-169.492
COMBO 2	1	0.0061385	0.0020801	0.0000643	476.589	119.035	-158.555
	2	0.0061385	0.0019966	0.0000643	457.447	119.035	-158.555
	3	0.0061385	0.0019130	0.0000643	438.305	119.035	-158.555
	4	0.0061385	0.0018295	0.0000643	419.162	119.035	-158.555
	5	0.0061385	0.0016656	0.0000643	381.614	119.035	-158.555
COMBO 3	1	0.0055679	0.0034221	0.0005822	784.048	171.683	-166.311
	2	0.0055679	0.0026653	0.0005822	610.653	171.683	-166.311
	3	0.0055679	0.0019085	0.0005822	437.258	171.683	-166.311
	4	0.0055679	0.0011517	0.0005822	263.862	171.683	-166.311
	5	0.0055679	-0.0003328	0.0005822	-76.259	171.683	-166.311
COMBO 4	1	0.0067269	0.0030526	0.0001552	699.396	128.192	-167.661
	2	0.0067269	0.0028508	0.0001552	653.163	128.192	-167.661
	3	0.0067269	0.0026490	0.0001552	606.929	128.192	-167.661
	4	0.0067269	0.0024472	0.0001552	560.696	128.192	-167.661
	5	0.0067269	0.0020514	0.0001552	470.007	128.192	-167.661
COMBO 5	1	0.0061903	0.0027065	0.0001026	620.109	119.035	-157.178
	2	0.0061903	0.0025731	0.0001026	589.549	119.035	-157.178
	3	0.0061903	0.0024398	0.0001026	558.989	119.035	-157.178
	4	0.0061903	0.0023064	0.0001026	528.429	119.035	-157.178
	5	0.0061903	0.0020447	0.0001026	468.484	119.035	-157.178
COMBO 6	1	0.0064933	0.0046132	0.0008384	1056.962	194.000	-180.075
	2	0.0064933	0.0035232	0.0008384	807.232	194.000	-180.075
	3	0.0064933	0.0024333	0.0008384	557.501	194.000	-180.075
	4	0.0064933	0.0013433	0.0008384	307.771	194.000	-180.075
	5	0.0064933	-0.0007947	0.0008384	-182.085	194.000	-180.075

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0114667	0.0034535	0.0002868	791.260	217.926	-284.201
	2	0.0114667	0.0030807	0.0002868	705.846	217.926	-284.201
	3	0.0114667	0.0027079	0.0002868	620.433	217.926	-284.201
	4	0.0114667	0.0023351	0.0002868	535.019	217.926	-284.201
	5	0.0114667	0.0016039	0.0002868	367.477	217.926	-284.201
COMBO 2	1	0.0105969	0.0032128	0.0002287	736.104	202.360	-265.253
	2	0.0105969	0.0029155	0.0002287	667.990	202.360	-265.253
	3	0.0105969	0.0026182	0.0002287	599.876	202.360	-265.253
	4	0.0105969	0.0023209	0.0002287	531.763	202.360	-265.253
	5	0.0105969	0.0017378	0.0002287	398.155	202.360	-265.253
COMBO 3	1	0.0055679	0.0034221	0.0005822	784.048	171.683	-166.311
	2	0.0055679	0.0026653	0.0005822	610.653	171.683	-166.311
	3	0.0055679	0.0019085	0.0005822	437.258	171.683	-166.311
	4	0.0055679	0.0011517	0.0005822	263.862	171.683	-166.311
	5	0.0055679	-0.0003328	0.0005822	-76.259	171.683	-166.311
COMBO 4	1	0.0115700	0.0046975	0.0003632	1076.273	217.926	-281.454
	2	0.0115700	0.0042253	0.0003632	968.084	217.926	-281.454
	3	0.0115700	0.0037531	0.0003632	859.895	217.926	-281.454
	4	0.0115700	0.0032809	0.0003632	751.706	217.926	-281.454
	5	0.0115700	0.0023547	0.0003632	539.489	217.926	-281.454
COMBO 5	1	0.0106641	0.0040268	0.0002784	922.613	202.360	-263.467
	2	0.0106641	0.0036649	0.0002784	839.690	202.360	-263.467
	3	0.0106641	0.0033030	0.0002784	756.766	202.360	-263.467
	4	0.0106641	0.0029411	0.0002784	673.843	202.360	-263.467
	5	0.0106641	0.0022311	0.0002784	511.186	202.360	-263.467
COMBO 6	1	0.0064933	0.0046132	0.0008384	1056.962	194.000	-180.075
	2	0.0064933	0.0035232	0.0008384	807.232	194.000	-180.075
	3	0.0064933	0.0024333	0.0008384	557.501	194.000	-180.075
	4	0.0064933	0.0013433	0.0008384	307.771	194.000	-180.075
	5	0.0064933	-0.0007947	0.0008384	-182.085	194.000	-180.075

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	509.932	128.192	-169.492	12
	2	1.291	0	478.886	128.192	-169.492	12
	3	-0.009	0	447.839	128.192	-169.492	9
	4	-1.309	0	416.793	128.192	-169.492	9
	5	-3.859	0	355.895	128.192	-169.492	9
	계			22850.559	6537.774	-2673.515	51
COMBO 2	1	2.591	0	476.589	119.035	-158.555	12
	2	1.291	0	457.447	119.035	-158.555	12
	3	-0.009	0	438.305	119.035	-158.555	9
	4	-1.309	0	419.162	119.035	-158.555	9
	5	-3.859	0	381.614	119.035	-158.555	9
	계			22360.161	6070.809	-4404.952	51
COMBO 3	1	2.591	0	784.048	171.683	-166.311	12
	2	1.291	0	610.653	171.683	-166.311	12
	3	-0.009	0	437.258	171.683	-166.311	9
	4	-1.309	0	263.862	171.683	-166.311	9
	5	-3.859	0	-76.259	171.683	-166.311	9
	계			22360.161	8755.818	24864.499	51
COMBO 4	1	2.591	0	699.396	128.192	-167.661	12
	2	1.291	0	653.163	128.192	-167.661	12
	3	-0.009	0	606.929	128.192	-167.661	9
	4	-1.309	0	560.696	128.192	-167.661	9
	5	-3.859	0	470.007	128.192	-167.661	9
	계			30969.389	6537.774	340.663	51
COMBO 5	1	2.591	0	620.109	119.035	-157.178	12
	2	1.291	0	589.549	119.035	-157.178	12
	3	-0.009	0	558.989	119.035	-157.178	9
	4	-1.309	0	528.429	119.035	-157.178	9
	5	-3.859	0	468.484	119.035	-157.178	9
	계			28519.016	6070.809	-2138.926	51
COMBO 6	1	2.591	0	1056.962	194.000	-180.075	12
	2	1.291	0	807.232	194.000	-180.075	12
	3	-0.009	0	557.501	194.000	-180.075	9
	4	-1.309	0	307.771	194.000	-180.075	9
	5	-3.859	0	-182.085	194.000	-180.075	9
	계			28519.016	9893.978	38842.900	51

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	791.260	217.926	-284.201	12
	2	1.291	0	705.846	217.926	-284.201	12
	3	-0.009	0	620.433	217.926	-284.201	9
	4	-1.309	0	535.019	217.926	-284.201	9
	5	-3.859	0	367.477	217.926	-284.201	9
	계			31671.626	11114.216	1931.969	51
COMBO 2	1	2.591	0	736.104	202.360	-265.253	12
	2	1.291	0	667.990	202.360	-265.253	12
	3	-0.009	0	599.876	202.360	-265.253	9
	4	-1.309	0	531.763	202.360	-265.253	9
	5	-3.859	0	398.155	202.360	-265.253	9
	계			30617.270	10320.376	-428.642	51
COMBO 3	1	2.591	0	784.048	171.683	-166.311	12
	2	1.291	0	610.653	171.683	-166.311	12
	3	-0.009	0	437.258	171.683	-166.311	9
	4	-1.309	0	263.862	171.683	-166.311	9
	5	-3.859	0	-76.259	171.683	-166.311	9
	계			22360.161	8755.818	24864.499	51
COMBO 4	1	2.591	0	1076.273	217.926	-281.454	12
	2	1.291	0	968.084	217.926	-281.454	12
	3	-0.009	0	859.895	217.926	-281.454	9
	4	-1.309	0	751.706	217.926	-281.454	9
	5	-3.859	0	539.489	217.926	-281.454	9
	계			43892.084	11114.216	6452.136	51
COMBO 5	1	2.591	0	922.613	202.360	-263.467	12
	2	1.291	0	839.690	202.360	-263.467	12
	3	-0.009	0	756.766	202.360	-263.467	9
	4	-1.309	0	673.843	202.360	-263.467	9
	5	-3.859	0	511.186	202.360	-263.467	9
	계			38623.782	10320.376	2510.546	51
COMBO 6	1	2.591	0	1056.962	194.000	-180.075	12
	2	1.291	0	807.232	194.000	-180.075	12
	3	-0.009	0	557.501	194.000	-180.075	9
	4	-1.309	0	307.771	194.000	-180.075	9
	5	-3.859	0	-182.085	194.000	-180.075	9
	계			28519.016	9893.978	38842.900	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

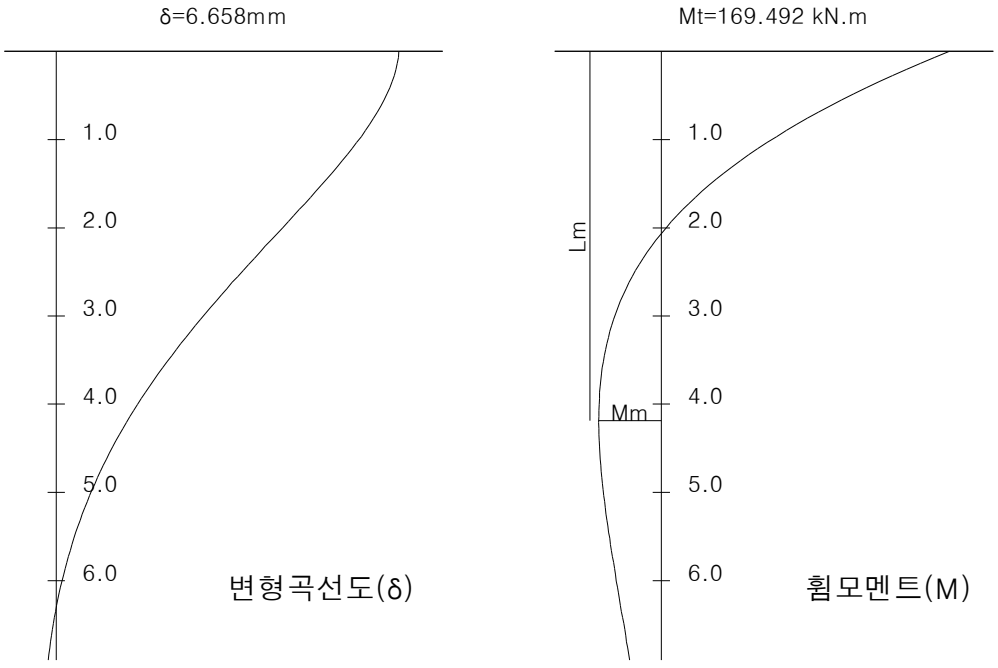
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.808 kN.m, 4.187 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.658 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.658 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	169.492	-128.192	6.658	
0.460	115.616	-106.172	6.446	
0.920	71.634	-85.316	5.980	
1.380	36.841	-66.309	5.356	
1.840	10.285	-49.545	4.651	
2.300	-9.112	-35.196	3.921	
2.760	-22.467	-23.267	3.211	
3.220	-30.871	-13.643	2.549	
3.680	-35.342	-6.129	1.953	
4.140	-36.796	-0.483	1.433	
4.600	-36.033	3.558	0.994	
5.060	-33.729	6.259	0.633	
5.520	-30.441	7.874	0.345	
5.980	-26.615	8.639	0.123	
6.440	-22.591	8.761	-0.041	
6.900	-18.625	8.420	-0.155	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

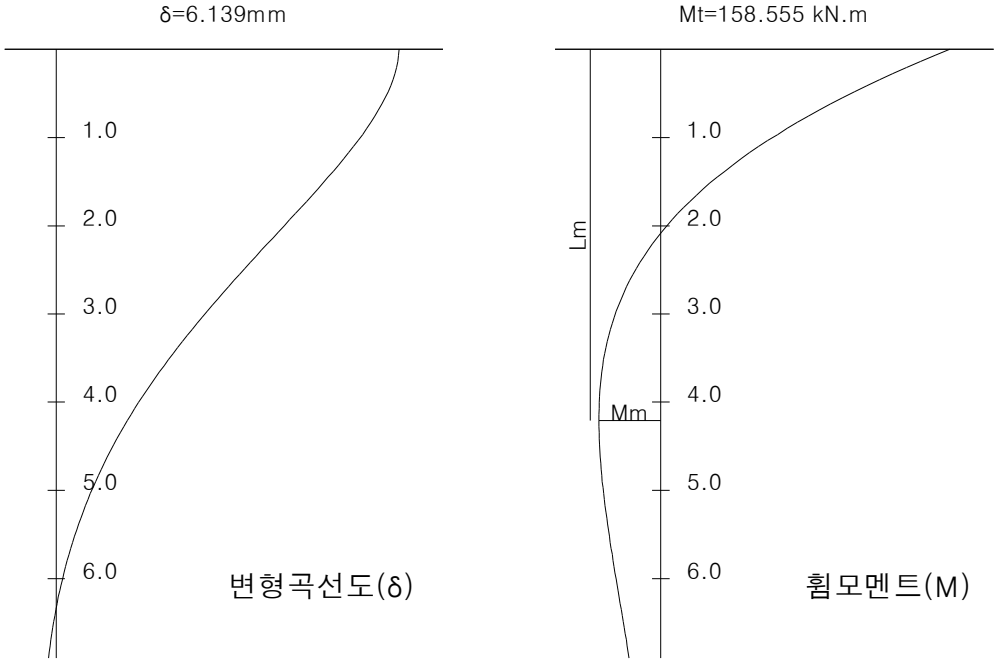
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.927 kN.m, 4.207 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.139 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.139 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	158.555	-119.035	6.139	
0.460	108.496	-98.712	5.955	
0.920	67.579	-79.428	5.534	
1.380	35.164	-61.826	4.964	
1.840	10.382	-46.281	4.315	
2.300	-7.757	-32.960	3.643	
2.760	-20.284	-21.871	2.987	
3.220	-28.205	-12.913	2.374	
3.680	-32.463	-5.908	1.822	
4.140	-33.906	-0.635	1.340	
4.600	-33.276	3.147	0.932	
5.060	-31.201	5.685	0.596	
5.520	-28.201	7.212	0.328	
5.980	-24.688	7.946	0.121	
6.440	-20.982	8.081	-0.032	
6.900	-17.320	7.781	-0.140	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

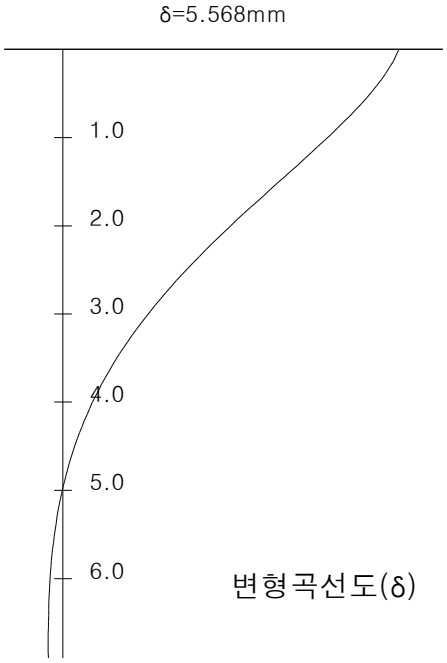
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

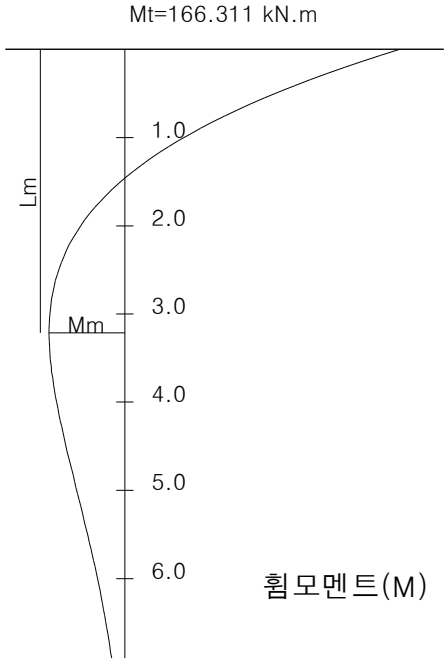
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.823 kN.m, 3.213 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.568 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.568 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	166.311	-171.683	5.568	
0.460	96.356	-132.980	5.146	
0.920	43.369	-98.160	4.511	
1.380	5.282	-68.317	3.779	
1.840	-20.306	-43.832	3.032	
2.300	-35.849	-24.588	2.329	
2.760	-43.664	-10.144	1.702	
3.220	-45.823	0.122	1.169	
3.680	-44.085	6.912	0.735	
4.140	-39.888	10.931	0.397	
4.600	-34.352	12.838	0.146	
5.060	-28.312	13.213	-0.030	
5.520	-22.355	12.548	-0.145	
5.980	-16.865	11.241	-0.211	
6.440	-12.064	9.598	-0.240	
6.900	-8.051	7.847	-0.243	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)

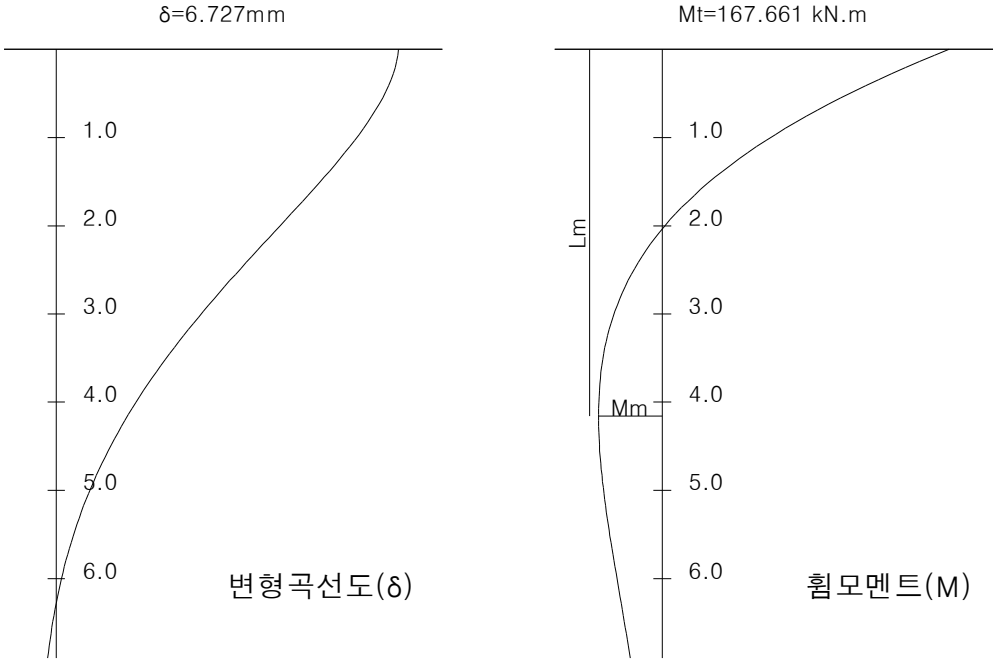
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.209 kN.m, 4.159 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.727 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.727 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	167.661	-128.192	6.727	
0.460	113.832	-105.978	6.493	
0.920	69.971	-84.994	6.010	
1.380	35.344	-65.911	5.372	
1.840	8.981	-49.113	4.656	
2.300	-10.215	-34.761	3.919	
2.760	-23.374	-22.851	3.203	
3.220	-31.594	-13.261	2.537	
3.680	-35.899	-5.789	1.939	
4.140	-37.207	-0.190	1.419	
4.600	-36.320	3.803	0.980	
5.060	-33.914	6.458	0.619	
5.520	-30.545	8.031	0.333	
5.980	-26.655	8.758	0.112	
6.440	-22.585	8.847	-0.050	
6.900	-18.586	8.479	-0.163	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

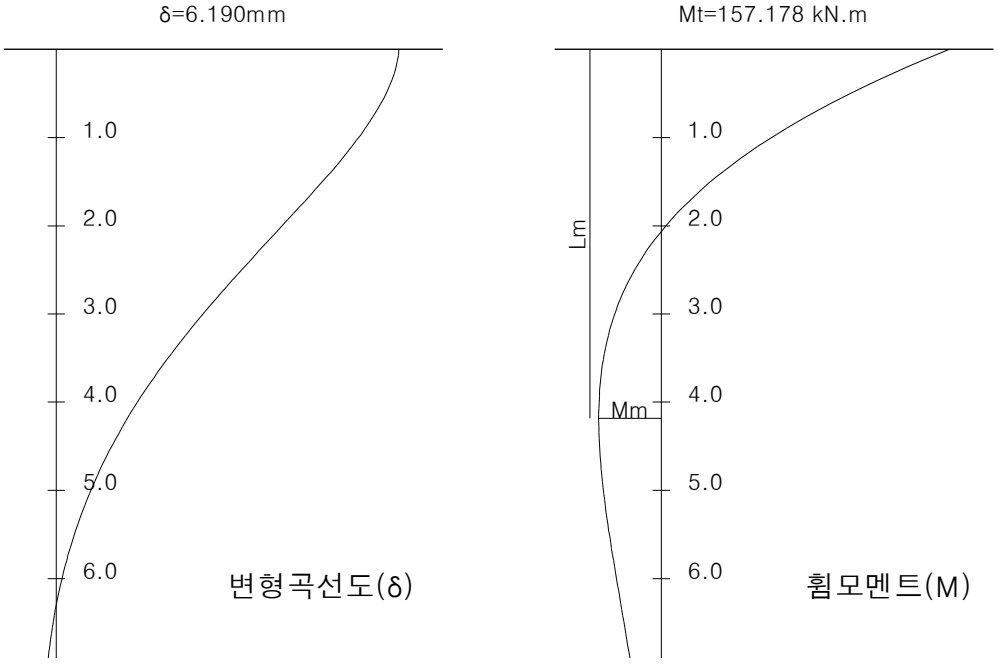
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.224 kN.m, 4.184 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.190 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.190 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	157.178	-119.035	6.190	
0.460	107.155	-98.566	5.991	
0.920	66.328	-79.186	5.556	
1.380	34.039	-61.527	4.975	
1.840	9.402	-45.957	4.319	
2.300	-8.587	-32.633	3.641	
2.760	-20.966	-21.558	2.981	
3.220	-28.749	-12.625	2.365	
3.680	-32.881	-5.652	1.812	
4.140	-34.215	-0.415	1.329	
4.600	-33.492	3.331	0.921	
5.060	-31.341	5.834	0.586	
5.520	-28.279	7.330	0.319	
5.980	-24.718	8.036	0.113	
6.440	-20.977	8.145	-0.039	
6.900	-17.290	7.825	-0.145	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

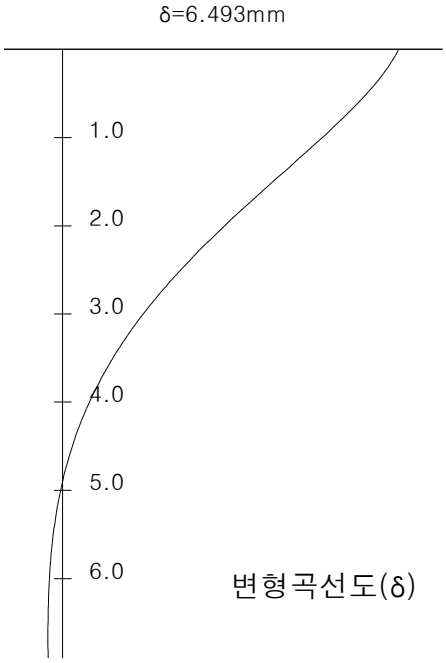
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

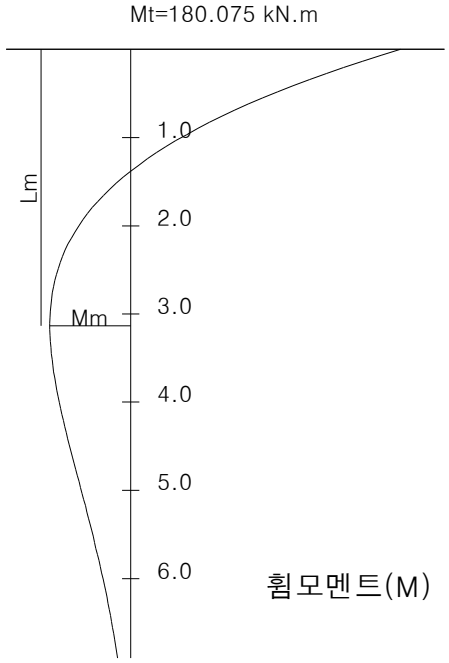
- 최대모멘트 및 깊이 : -53.936 kN.m, 3.134 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.493 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.493 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	180.075	-194.000	6.493	
0.460	101.316	-149.095	5.942	
0.920	42.157	-109.053	5.166	
1.380	0.065	-74.999	4.295	
1.840	-27.814	-47.264	3.422	
2.300	-44.355	-25.631	2.607	
2.760	-52.244	-9.532	1.887	
3.220	-53.858	1.787	1.280	
3.680	-51.205	9.160	0.789	
4.140	-45.909	13.410	0.410	
4.600	-39.230	15.297	0.130	
5.060	-32.095	15.490	-0.064	
5.520	-25.152	14.548	-0.188	
5.980	-18.816	12.918	-0.257	
6.440	-13.320	10.946	-0.285	
6.900	-8.759	8.884	-0.284	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

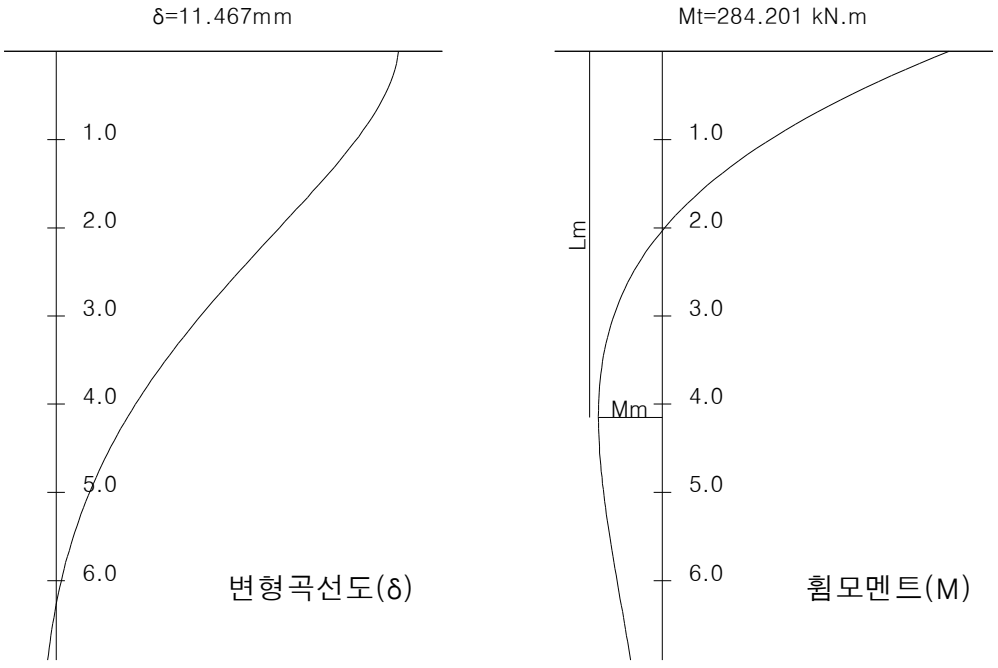
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.438 kN.m, 4.151 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.467 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.467 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	284.201	-217.926	11.467	
0.460	192.714	-180.076	11.060	
0.920	118.204	-144.346	10.230	
1.380	59.414	-111.870	9.140	
1.840	14.682	-83.298	7.917	
2.300	-17.861	-58.898	6.661	
2.760	-40.143	-38.660	5.441	
3.220	-54.035	-22.371	4.307	
3.680	-61.278	-9.689	3.290	
4.140	-63.437	-0.192	2.406	
4.600	-61.873	6.574	1.659	
5.060	-57.737	11.067	1.047	
5.520	-51.973	13.723	0.560	
5.980	-45.332	14.942	0.186	
6.440	-38.392	15.079	-0.089	
6.900	-31.578	14.440	-0.280	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

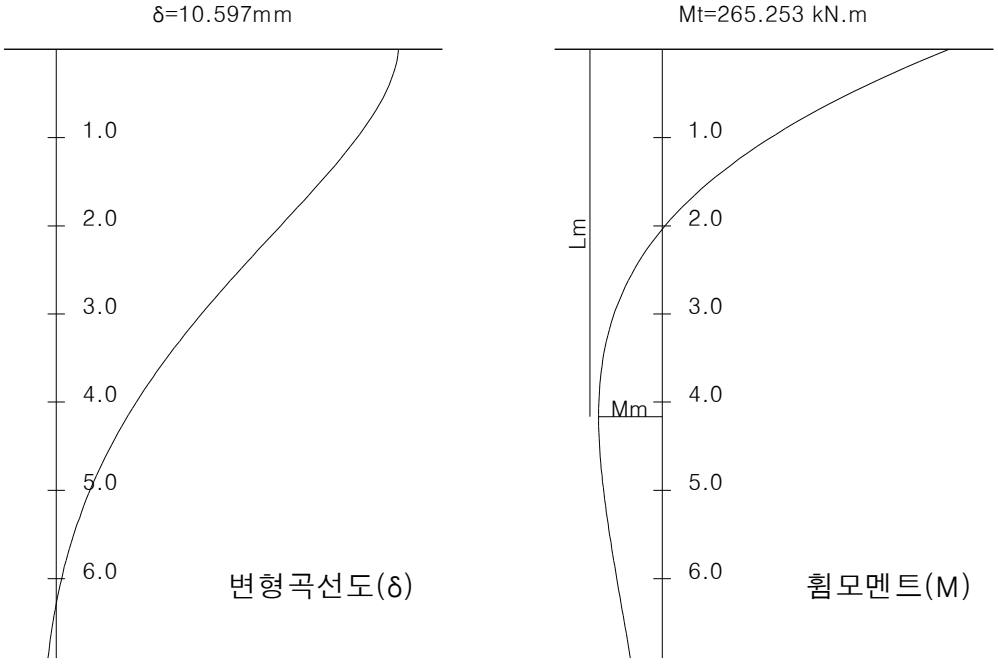
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -58.608 kN.m, 4.164 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.597 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.597 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	265.253	-202.360	10.597	
0.460	180.265	-167.356	10.235	
0.920	110.987	-134.273	9.477	
1.380	56.274	-104.173	8.475	
1.840	14.595	-77.667	7.348	
2.300	-15.772	-55.012	6.187	
2.760	-36.607	-36.206	5.058	
3.220	-49.642	-21.056	4.008	
3.680	-56.491	-9.247	3.065	
4.140	-58.603	-0.394	2.245	
4.600	-57.242	5.924	1.551	
5.060	-53.477	10.130	0.982	
5.520	-48.184	12.627	0.529	
5.980	-42.064	13.787	0.181	
6.440	-35.654	13.939	-0.076	
6.900	-29.351	13.365	-0.255	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

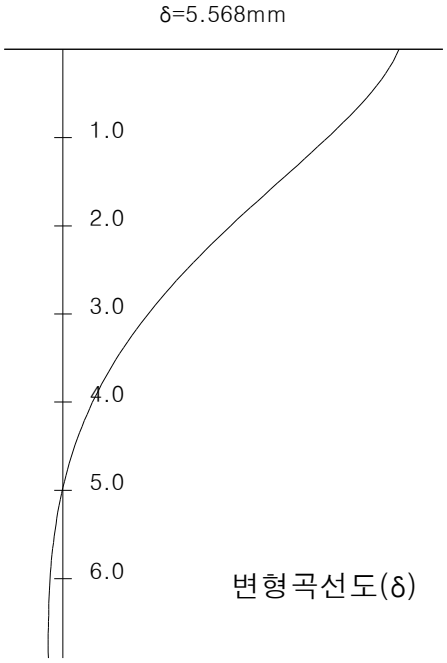
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

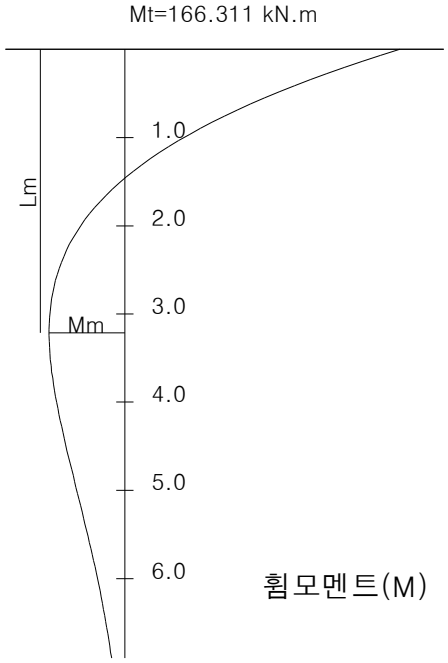
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.823 kN.m, 3.213 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.568 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.568 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	166.311	-171.683	5.568	
0.460	96.356	-132.980	5.146	
0.920	43.369	-98.160	4.511	
1.380	5.282	-68.317	3.779	
1.840	-20.306	-43.832	3.032	
2.300	-35.849	-24.588	2.329	
2.760	-43.664	-10.144	1.702	
3.220	-45.823	0.122	1.169	
3.680	-44.085	6.912	0.735	
4.140	-39.888	10.931	0.397	
4.600	-34.352	12.838	0.146	
5.060	-28.312	13.213	-0.030	
5.520	-22.355	12.548	-0.145	
5.980	-16.865	11.241	-0.211	
6.440	-12.064	9.598	-0.240	
6.900	-8.051	7.847	-0.243	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

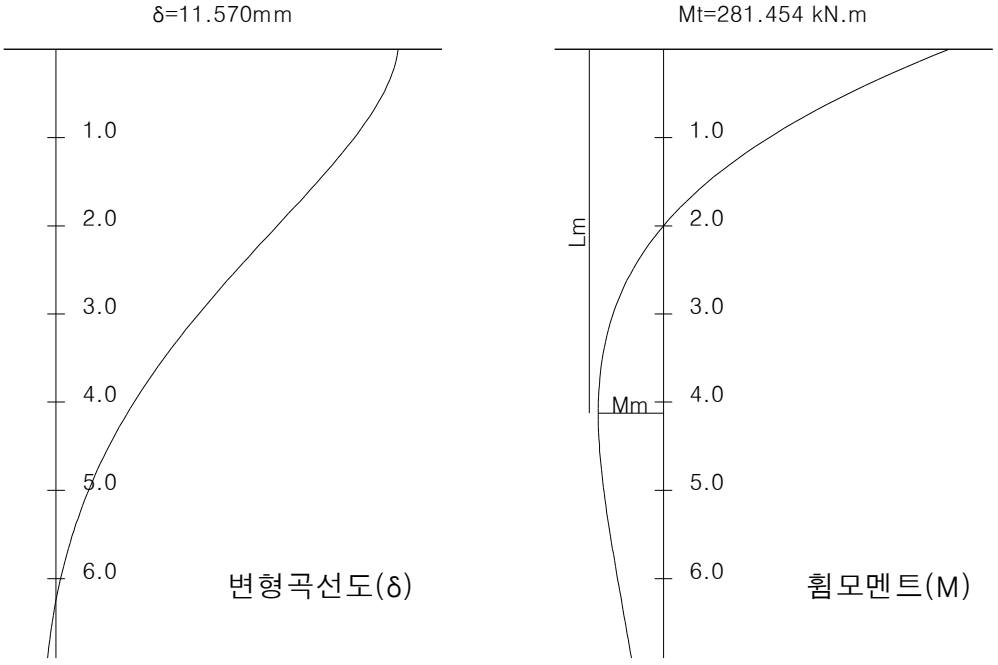
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.055 kN.m, 4.126 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.570 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.570 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	281.454	-217.926	11.570	
0.460	190.038	-179.785	11.131	
0.920	115.709	-143.863	10.275	
1.380	57.170	-111.274	9.163	
1.840	12.727	-82.650	7.925	
2.300	-19.516	-58.246	6.657	
2.760	-41.503	-38.036	5.429	
3.220	-55.119	-21.798	4.290	
3.680	-62.113	-9.179	3.270	
4.140	-64.054	0.247	2.385	
4.600	-62.304	6.942	1.638	
5.060	-58.015	11.366	1.027	
5.520	-52.129	13.958	0.542	
5.980	-45.393	15.120	0.170	
6.440	-38.382	15.208	-0.102	
6.900	-31.519	14.528	-0.291	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)

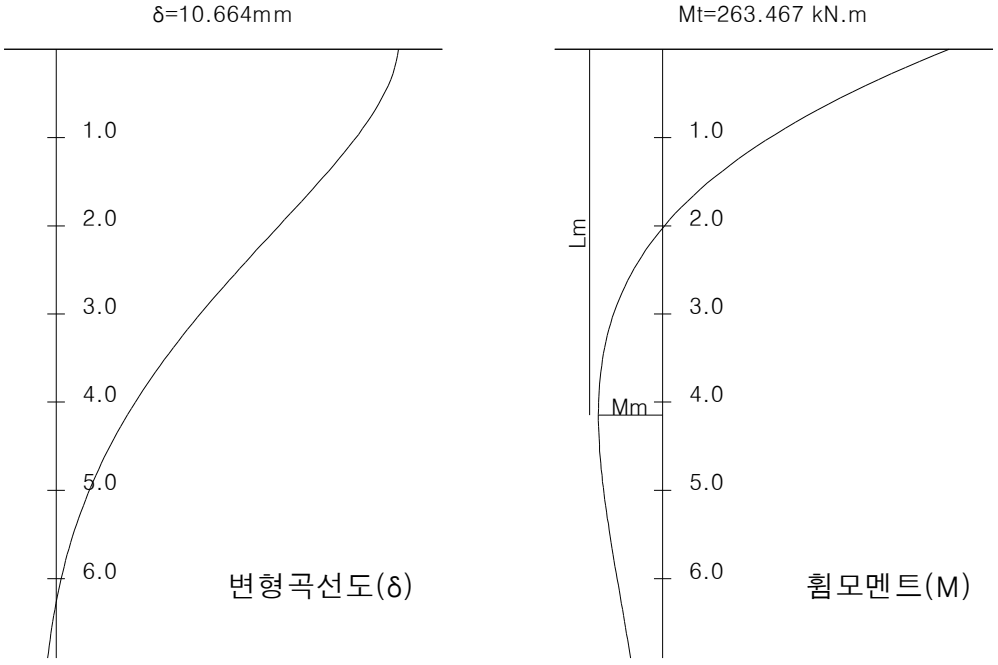
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59.004 kN.m, 4.147 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.664 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.664 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	263.467	-202.360	10.664	
0.460	178.525	-167.167	10.281	
0.920	109.365	-133.959	9.506	
1.380	54.815	-103.786	8.491	
1.840	13.324	-77.246	7.353	
2.300	-16.848	-54.588	6.184	
2.760	-37.491	-35.800	5.050	
3.220	-50.347	-20.683	3.997	
3.680	-57.034	-8.916	3.052	
4.140	-59.004	-0.109	2.231	
4.600	-57.522	6.163	1.537	
5.060	-53.657	10.324	0.969	
5.520	-48.286	12.780	0.517	
5.980	-42.104	13.903	0.170	
6.440	-35.648	14.023	-0.085	
6.900	-29.313	13.423	-0.262	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)

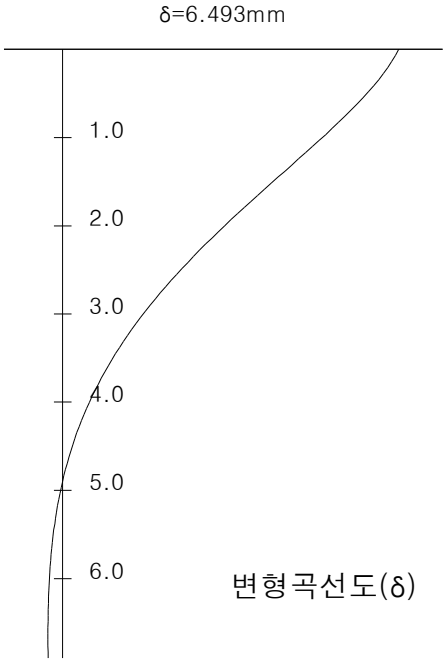
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

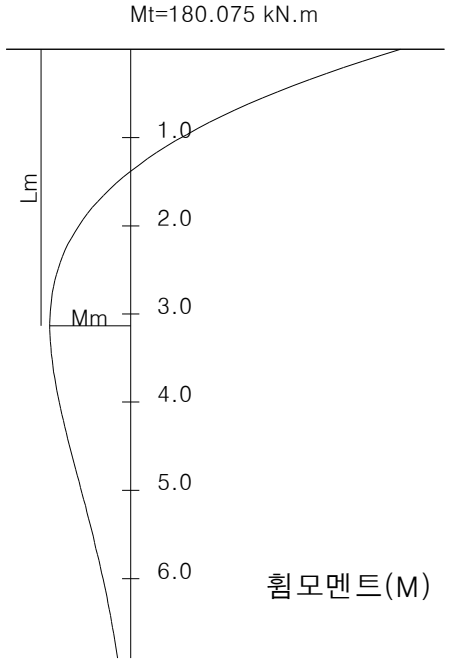
- 최대모멘트 및 깊이 : -53.936 kN.m, 3.134 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.493 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.493 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	180.075	-194.000	6.493	
0.460	101.316	-149.095	5.942	
0.920	42.157	-109.053	5.166	
1.380	0.065	-74.999	4.295	
1.840	-27.814	-47.264	3.422	
2.300	-44.355	-25.631	2.607	
2.760	-52.244	-9.532	1.887	
3.220	-53.858	1.787	1.280	
3.680	-51.205	9.160	0.789	
4.140	-45.909	13.410	0.410	
4.600	-39.230	15.297	0.130	
5.060	-32.095	15.490	-0.064	
5.520	-25.152	14.548	-0.188	
5.980	-18.816	12.918	-0.257	
6.440	-13.320	10.946	-0.285	
6.900	-8.759	8.884	-0.284	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9834.935	17454.193	$2EI\beta^3$	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

유한장 보정계수 : ϕ1 = 1.000, ϕ2 = 1.000, ϕ3 = 1.000, ϕ4 = 1.000

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	501581.7	890163.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11684922.3	11684922.3
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	57280985.3	57280985.3
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0130343	0.0019556	-0.0000467	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0121033	0.0019136	-0.0000769	중+토압+온도하중
	COMBO 3	0.0098362	0.0019136	0.0004341	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0130343	0.0026504	0.0000059	중+토압+온도하중
	COMBO 5	0.0121033	0.0024407	-0.0000373	+토압+온도하중(
	COMBO 6	0.0111148	0.0024407	0.0006781	지진하중+온도하
계수하중	COMBO 1	0.0221583	0.0027105	0.0000337	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0205757	0.0026202	-0.0000075	+토압+온도하중(
	COMBO 3	0.0098362	0.0019136	0.0004341	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0221583	0.0037563	0.0001126	+토압+온도하중(
	COMBO 5	0.0205757	0.0033054	0.0000438	토압+온도하중(1
	COMBO 6	0.0111148	0.0024407	0.0006781	지진하중+온도하

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 13.034 ㎜ ≤ 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0130343	0.0018346	-0.0000467	420.341	128.192	0.000
	2	0.0130343	0.0018953	-0.0000467	434.243	128.192	0.000
	3	0.0130343	0.0019560	-0.0000467	448.145	128.192	0.000
	4	0.0130343	0.0020166	-0.0000467	462.046	128.192	0.000
	5	0.0130343	0.0021357	-0.0000467	489.315	128.192	0.000
COMBO 2	1	0.0121033	0.0017143	-0.0000769	392.780	119.035	0.000
	2	0.0121033	0.0018143	-0.0000769	415.685	119.035	0.000
	3	0.0121033	0.0019143	-0.0000769	438.590	119.035	0.000
	4	0.0121033	0.0020142	-0.0000769	461.495	119.035	0.000
	5	0.0121033	0.0022103	-0.0000769	506.424	119.035	0.000
COMBO 3	1	0.0098362	0.0030384	0.0004341	696.139	171.683	0.000
	2	0.0098362	0.0024741	0.0004341	566.848	171.683	0.000
	3	0.0098362	0.0019098	0.0004341	437.557	171.683	0.000
	4	0.0098362	0.0013455	0.0004341	308.266	171.683	0.000
	5	0.0098362	0.0002386	0.0004341	54.657	171.683	0.000
COMBO 4	1	0.0130343	0.0026658	0.0000059	610.774	128.192	0.000
	2	0.0130343	0.0026581	0.0000059	609.002	128.192	0.000
	3	0.0130343	0.0026503	0.0000059	607.231	128.192	0.000
	4	0.0130343	0.0026426	0.0000059	605.460	128.192	0.000
	5	0.0130343	0.0026274	0.0000059	601.985	128.192	0.000
COMBO 5	1	0.0121033	0.0023439	-0.0000373	537.028	119.035	0.000
	2	0.0121033	0.0023925	-0.0000373	548.150	119.035	0.000
	3	0.0121033	0.0024410	-0.0000373	559.272	119.035	0.000
	4	0.0121033	0.0024895	-0.0000373	570.394	119.035	0.000
	5	0.0121033	0.0025848	-0.0000373	592.210	119.035	0.000
COMBO 6	1	0.0111148	0.0041978	0.0006781	961.778	194.000	0.000
	2	0.0111148	0.0033162	0.0006781	759.802	194.000	0.000
	3	0.0111148	0.0024347	0.0006781	557.826	194.000	0.000
	4	0.0111148	0.0015531	0.0006781	355.849	194.000	0.000
	5	0.0111148	-0.0001760	0.0006781	-40.335	194.000	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0221583	0.0027979	0.0000337	641.036	217.926	0.000
	2	0.0221583	0.0027540	0.0000337	630.990	217.926	0.000
	3	0.0221583	0.0027102	0.0000337	620.944	217.926	0.000
	4	0.0221583	0.0026663	0.0000337	610.898	217.926	0.000
	5	0.0221583	0.0025803	0.0000337	591.193	217.926	0.000
COMBO 2	1	0.0205757	0.0026008	-0.0000075	595.896	202.360	0.000
	2	0.0205757	0.0026106	-0.0000075	598.125	202.360	0.000
	3	0.0205757	0.0026203	-0.0000075	600.354	202.360	0.000
	4	0.0205757	0.0026300	-0.0000075	602.583	202.360	0.000
	5	0.0205757	0.0026491	-0.0000075	606.955	202.360	0.000
COMBO 3	1	0.0098362	0.0030384	0.0004341	696.139	171.683	0.000
	2	0.0098362	0.0024741	0.0004341	566.848	171.683	0.000
	3	0.0098362	0.0019098	0.0004341	437.557	171.683	0.000
	4	0.0098362	0.0013455	0.0004341	308.266	171.683	0.000
	5	0.0098362	0.0002386	0.0004341	54.657	171.683	0.000
COMBO 4	1	0.0221583	0.0040482	0.0001126	927.501	217.926	0.000
	2	0.0221583	0.0039017	0.0001126	893.951	217.926	0.000
	3	0.0221583	0.0037553	0.0001126	860.401	217.926	0.000
	4	0.0221583	0.0036089	0.0001126	826.851	217.926	0.000
	5	0.0221583	0.0033216	0.0001126	761.042	217.926	0.000
COMBO 5	1	0.0205757	0.0034190	0.0000438	783.349	202.360	0.000
	2	0.0205757	0.0033620	0.0000438	770.295	202.360	0.000
	3	0.0205757	0.0033051	0.0000438	757.240	202.360	0.000
	4	0.0205757	0.0032481	0.0000438	744.186	202.360	0.000
	5	0.0205757	0.0031363	0.0000438	718.579	202.360	0.000
COMBO 6	1	0.0111148	0.0041978	0.0006781	961.778	194.000	0.000
	2	0.0111148	0.0033162	0.0006781	759.802	194.000	0.000
	3	0.0111148	0.0024347	0.0006781	557.826	194.000	0.000
	4	0.0111148	0.0015531	0.0006781	355.849	194.000	0.000
	5	0.0111148	-0.0001760	0.0006781	-40.335	194.000	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	420.341	128.192	0.000	12
	2	1.291	0	434.243	128.192	0.000	12
	3	-0.009	0	448.145	128.192	0.000	9
	4	-1.309	0	462.046	128.192	0.000	9
	5	-3.859	0	489.315	128.192	0.000	9
	계			22850.559	6537.774	0.000	51
COMBO 2	1	2.591	0	392.780	119.035	0.000	12
	2	1.291	0	415.685	119.035	0.000	12
	3	-0.009	0	438.590	119.035	0.000	9
	4	-1.309	0	461.495	119.035	0.000	9
	5	-3.859	0	506.424	119.035	0.000	9
	계			22360.161	6070.809	0.000	51
COMBO 3	1	2.591	0	696.139	171.683	0.000	12
	2	1.291	0	566.848	171.683	0.000	12
	3	-0.009	0	437.557	171.683	0.000	9
	4	-1.309	0	308.266	171.683	0.000	9
	5	-3.859	0	54.657	171.683	0.000	9
	계			22360.161	8755.818	0.000	51
COMBO 4	1	2.591	0	610.774	128.192	0.000	12
	2	1.291	0	609.002	128.192	0.000	12
	3	-0.009	0	607.231	128.192	0.000	9
	4	-1.309	0	605.460	128.192	0.000	9
	5	-3.859	0	601.985	128.192	0.000	9
	계			30969.389	6537.774	0.000	51
COMBO 5	1	2.591	0	537.028	119.035	0.000	12
	2	1.291	0	548.150	119.035	0.000	12
	3	-0.009	0	559.272	119.035	0.000	9
	4	-1.309	0	570.394	119.035	0.000	9
	5	-3.859	0	592.210	119.035	0.000	9
	계			28519.016	6070.809	0.000	51
COMBO 6	1	2.591	0	961.778	194.000	0.000	12
	2	1.291	0	759.802	194.000	0.000	12
	3	-0.009	0	557.826	194.000	0.000	9
	4	-1.309	0	355.849	194.000	0.000	9
	5	-3.859	0	-40.335	194.000	0.000	9
	계			28519.016	9893.978	0.000	51

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.591	0	641.036	217.926	0.000	12
	2	1.291	0	630.990	217.926	0.000	12
	3	-0.009	0	620.944	217.926	0.000	9
	4	-1.309	0	610.898	217.926	0.000	9
	5	-3.859	0	591.193	217.926	0.000	9
	계			31671.626	11114.216	0.000	51
COMBO 2	1	2.591	0	595.896	202.360	0.000	12
	2	1.291	0	598.125	202.360	0.000	12
	3	-0.009	0	600.354	202.360	0.000	9
	4	-1.309	0	602.583	202.360	0.000	9
	5	-3.859	0	606.955	202.360	0.000	9
	계			30617.270	10320.376	0.000	51
COMBO 3	1	2.591	0	696.139	171.683	0.000	12
	2	1.291	0	566.848	171.683	0.000	12
	3	-0.009	0	437.557	171.683	0.000	9
	4	-1.309	0	308.266	171.683	0.000	9
	5	-3.859	0	54.657	171.683	0.000	9
	계			22360.161	8755.818	0.000	51
COMBO 4	1	2.591	0	927.501	217.926	0.000	12
	2	1.291	0	893.951	217.926	0.000	12
	3	-0.009	0	860.401	217.926	0.000	9
	4	-1.309	0	826.851	217.926	0.000	9
	5	-3.859	0	761.042	217.926	0.000	9
	계			43892.084	11114.216	0.000	51
COMBO 5	1	2.591	0	783.349	202.360	0.000	12
	2	1.291	0	770.295	202.360	0.000	12
	3	-0.009	0	757.240	202.360	0.000	9
	4	-1.309	0	744.186	202.360	0.000	9
	5	-3.859	0	718.579	202.360	0.000	9
	계			38623.782	10320.376	0.000	51
COMBO 6	1	2.591	0	961.778	194.000	0.000	12
	2	1.291	0	759.802	194.000	0.000	12
	3	-0.009	0	557.826	194.000	0.000	9
	4	-1.309	0	355.849	194.000	0.000	9
	5	-3.859	0	-40.335	194.000	0.000	9
	계			28519.016	9893.978	0.000	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

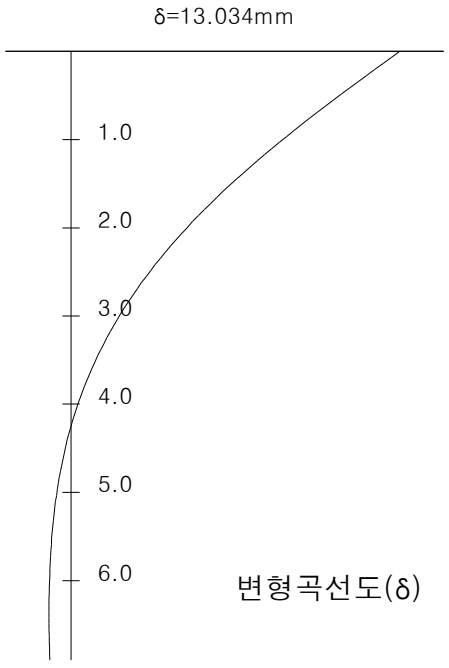
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

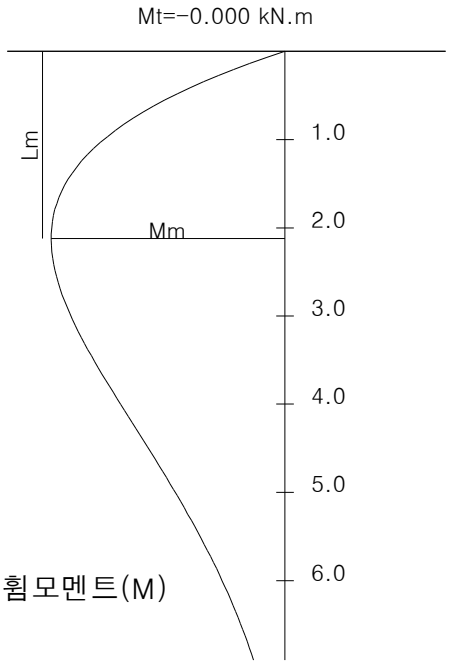
- 최대모멘트 및 깊이 : -111.702 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.034 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.034 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-128.192	13.034	
0.460	-49.500	-88.253	10.836	
0.920	-82.300	-55.524	8.742	
1.380	-101.615	-29.525	6.825	
1.840	-110.392	-9.584	5.127	
2.300	-111.242	5.073	3.669	
2.760	-106.411	15.253	2.452	
3.220	-97.774	21.750	1.467	
3.680	-86.851	25.311	0.694	
4.140	-74.835	26.607	0.110	
4.600	-62.629	26.229	-0.311	
5.060	-50.884	24.678	-0.595	
5.520	-40.041	22.369	-0.768	
5.980	-30.370	19.633	-0.854	
6.440	-22.004	16.727	-0.873	
6.900	-14.977	13.842	-0.844	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

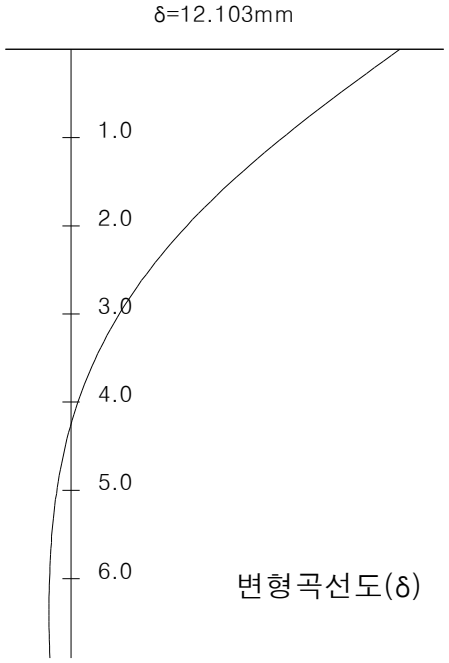
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

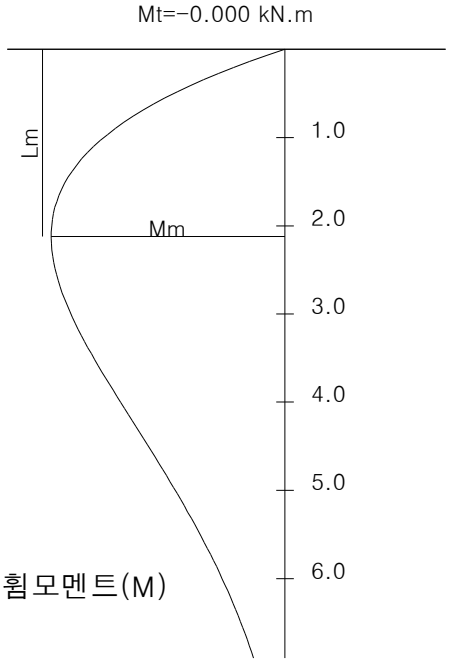
- 최대모멘트 및 깊이 : -103.724 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.103 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.103 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-119.035	12.103	
0.460	-45.964	-81.949	10.062	
0.920	-76.421	-51.558	8.117	
1.380	-94.357	-27.416	6.337	
1.840	-102.507	-8.899	4.761	
2.300	-103.297	4.710	3.407	
2.760	-98.811	14.163	2.277	
3.220	-90.791	20.197	1.362	
3.680	-80.648	23.503	0.644	
4.140	-69.490	24.706	0.102	
4.600	-58.156	24.355	-0.289	
5.060	-47.250	22.916	-0.552	
5.520	-37.181	20.771	-0.713	
5.980	-28.200	18.231	-0.793	
6.440	-20.433	15.532	-0.811	
6.900	-13.908	12.853	-0.784	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

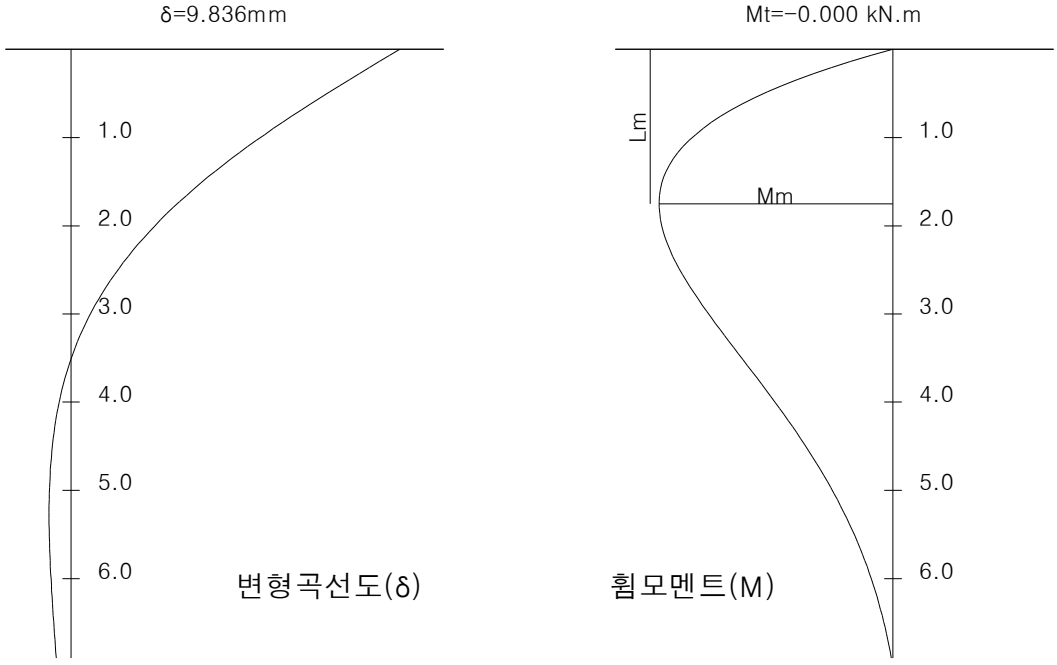
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -123.562 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.836 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.836 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-171.683	9.836	
0.460	-63.814	-108.172	7.835	
0.920	-101.665	-58.636	5.969	
1.380	-119.706	-21.779	4.320	
1.840	-123.380	4.134	2.930	
2.300	-117.288	21.010	1.806	
2.760	-105.147	30.733	0.938	
3.220	-89.841	35.049	0.298	
3.680	-73.496	35.485	-0.147	
4.140	-57.592	33.321	-0.431	
4.600	-43.080	29.586	-0.589	
5.060	-30.492	25.067	-0.654	
5.520	-20.049	20.343	-0.651	
5.980	-11.747	15.808	-0.604	
6.440	-5.438	11.712	-0.531	
6.900	-0.883	8.191	-0.447	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)

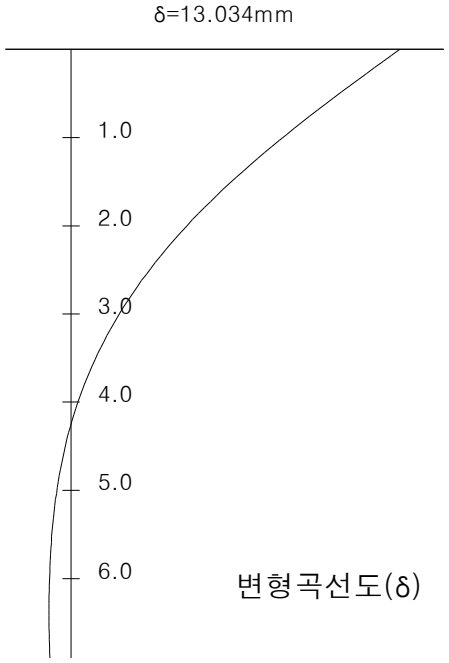
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

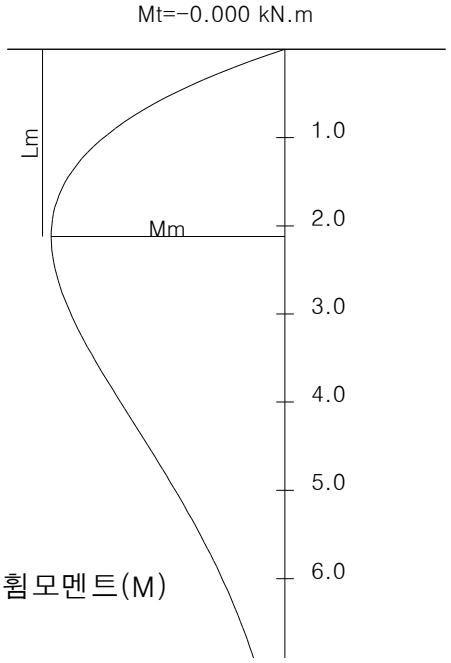
- 최대모멘트 및 깊이 : -111.702 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.034 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.034 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-128.192	13.034	
0.460	-49.500	-88.253	10.836	
0.920	-82.300	-55.524	8.742	
1.380	-101.615	-29.525	6.825	
1.840	-110.392	-9.584	5.127	
2.300	-111.242	5.073	3.669	
2.760	-106.411	15.253	2.452	
3.220	-97.774	21.750	1.467	
3.680	-86.851	25.311	0.694	
4.140	-74.835	26.607	0.110	
4.600	-62.629	26.229	-0.311	
5.060	-50.884	24.678	-0.595	
5.520	-40.041	22.369	-0.768	
5.980	-30.370	19.633	-0.854	
6.440	-22.004	16.727	-0.873	
6.900	-14.977	13.842	-0.844	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

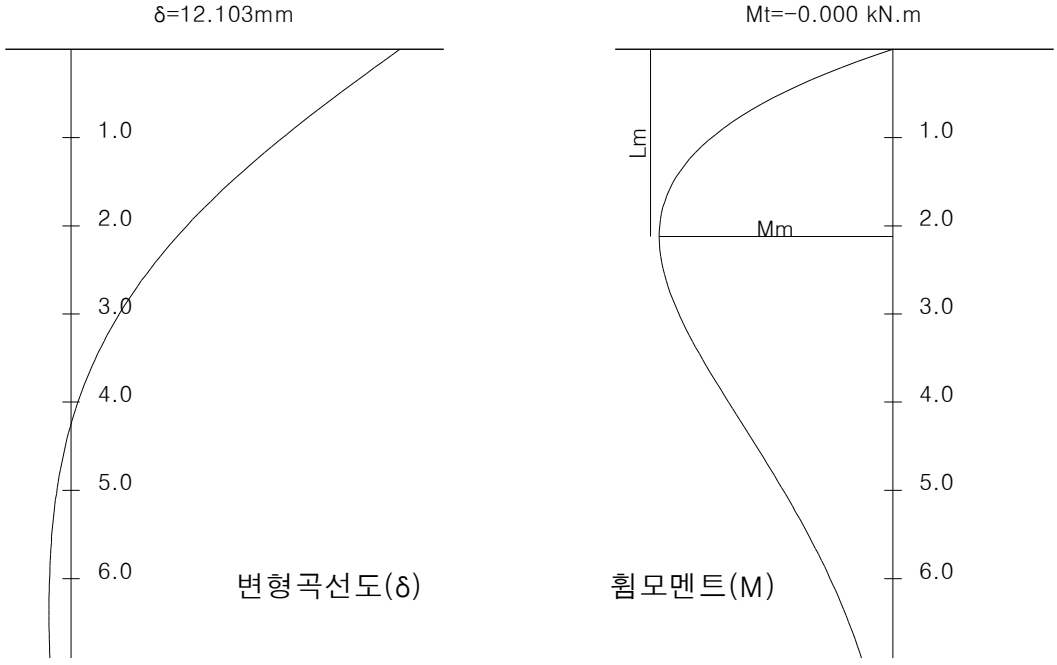
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -103.724 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.103 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.103 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-119.035	12.103	
0.460	-45.964	-81.949	10.062	
0.920	-76.421	-51.558	8.117	
1.380	-94.357	-27.416	6.337	
1.840	-102.507	-8.899	4.761	
2.300	-103.297	4.710	3.407	
2.760	-98.811	14.163	2.277	
3.220	-90.791	20.197	1.362	
3.680	-80.648	23.503	0.644	
4.140	-69.490	24.706	0.102	
4.600	-58.156	24.355	-0.289	
5.060	-47.250	22.916	-0.552	
5.520	-37.181	20.771	-0.713	
5.980	-28.200	18.231	-0.793	
6.440	-20.433	15.532	-0.811	
6.900	-13.908	12.853	-0.784	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

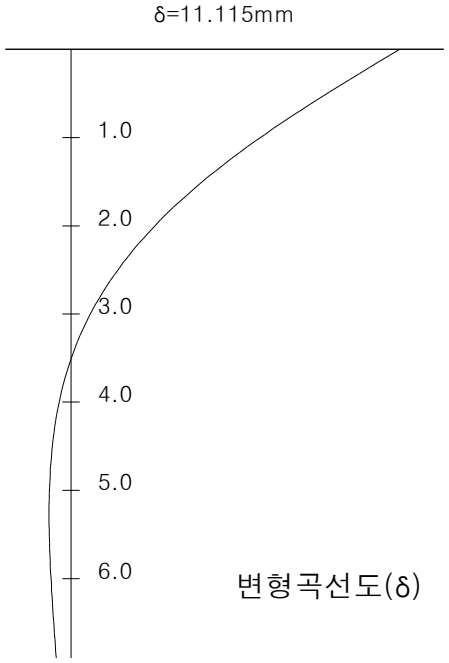
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

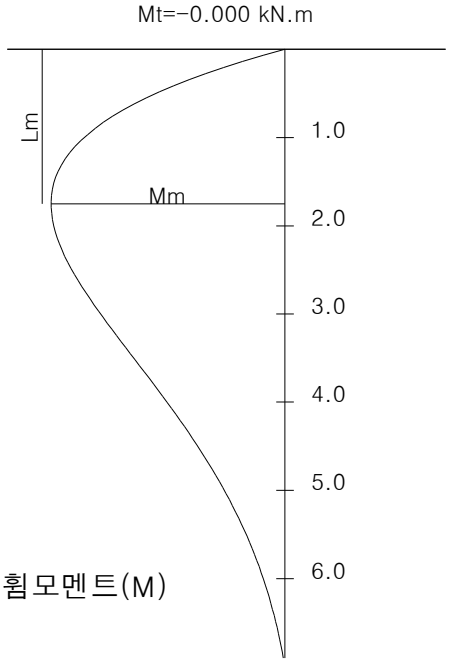
- 최대모멘트 및 깊이 : -139.624 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.115 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.115 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-194.000	11.115	
0.460	-72.109	-122.233	8.854	
0.920	-114.880	-66.258	6.744	
1.380	-135.266	-24.610	4.882	
1.840	-139.419	4.672	3.310	
2.300	-132.534	23.741	2.041	
2.760	-118.815	34.728	1.060	
3.220	-101.519	39.605	0.336	
3.680	-83.049	40.098	-0.166	
4.140	-65.079	37.653	-0.487	
4.600	-48.680	33.432	-0.666	
5.060	-34.456	28.326	-0.739	
5.520	-22.655	22.987	-0.736	
5.980	-13.274	17.863	-0.683	
6.440	-6.144	13.235	-0.601	
6.900	-0.998	9.255	-0.505	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

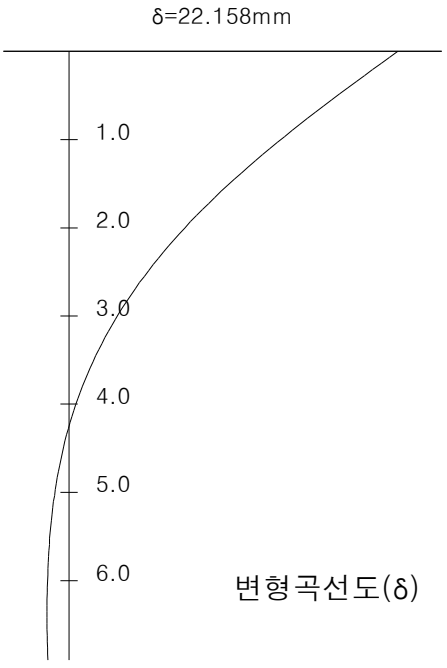
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

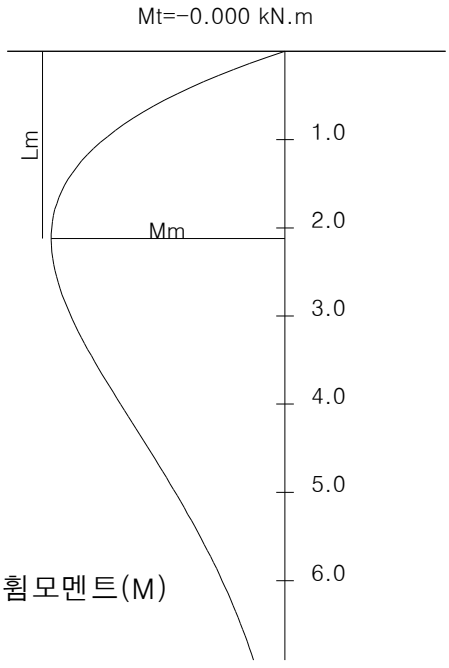
- 최대모멘트 및 깊이 : -189.893 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 22.158 mm
- 지표면에서의 변위 : 22.158 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-217.926	22.158	
0.460	-84.150	-150.030	18.421	
0.920	-139.910	-94.391	14.861	
1.380	-172.745	-50.192	11.602	
1.840	-187.666	-16.292	8.717	
2.300	-189.112	8.624	6.238	
2.760	-180.899	25.930	4.169	
3.220	-166.216	36.976	2.493	
3.680	-147.647	43.028	1.179	
4.140	-127.220	45.231	0.187	
4.600	-106.469	44.589	-0.528	
5.060	-86.503	41.953	-1.011	
5.520	-68.070	38.027	-1.306	
5.980	-51.628	33.376	-1.451	
6.440	-37.407	28.436	-1.484	
6.900	-25.462	23.531	-1.435	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

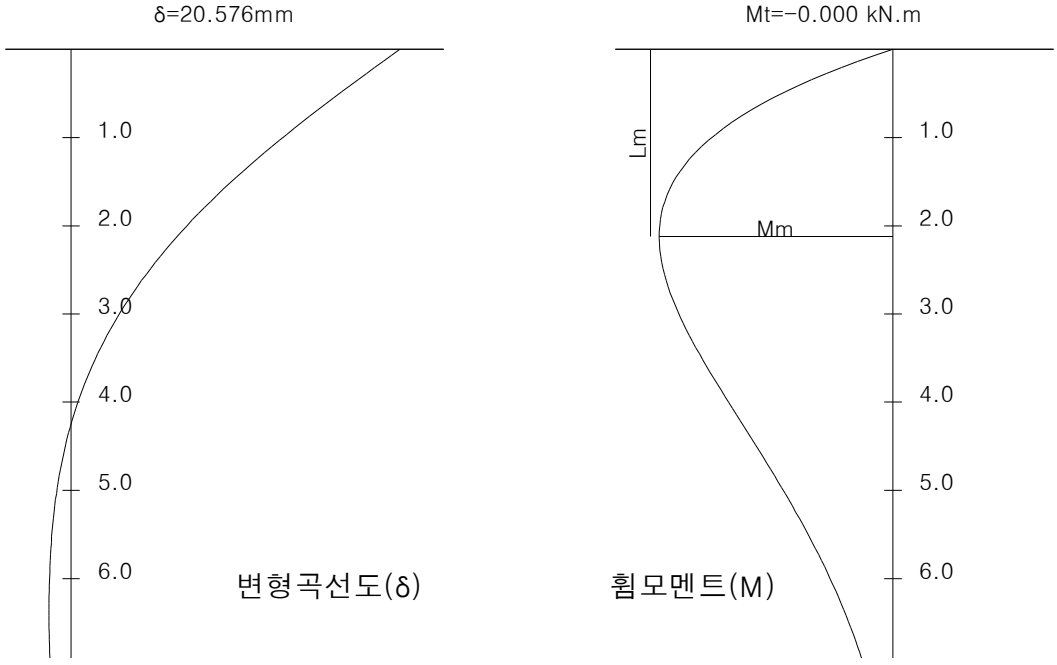
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -176.330 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 20.576 mm
- 지표면에서의 변위 : 20.576 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-202.360	20.576	
0.460	-78.139	-139.314	17.105	
0.920	-129.916	-87.649	13.799	
1.380	-160.407	-46.607	10.773	
1.840	-174.262	-15.128	8.094	
2.300	-175.604	8.008	5.792	
2.760	-167.978	24.078	3.871	
3.220	-154.344	34.335	2.315	
3.680	-137.101	39.955	1.095	
4.140	-118.133	42.001	0.174	
4.600	-98.865	41.404	-0.491	
5.060	-80.324	38.956	-0.939	
5.520	-63.208	35.311	-1.213	
5.980	-47.941	30.992	-1.348	
6.440	-34.736	26.405	-1.378	
6.900	-23.643	21.850	-1.332	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

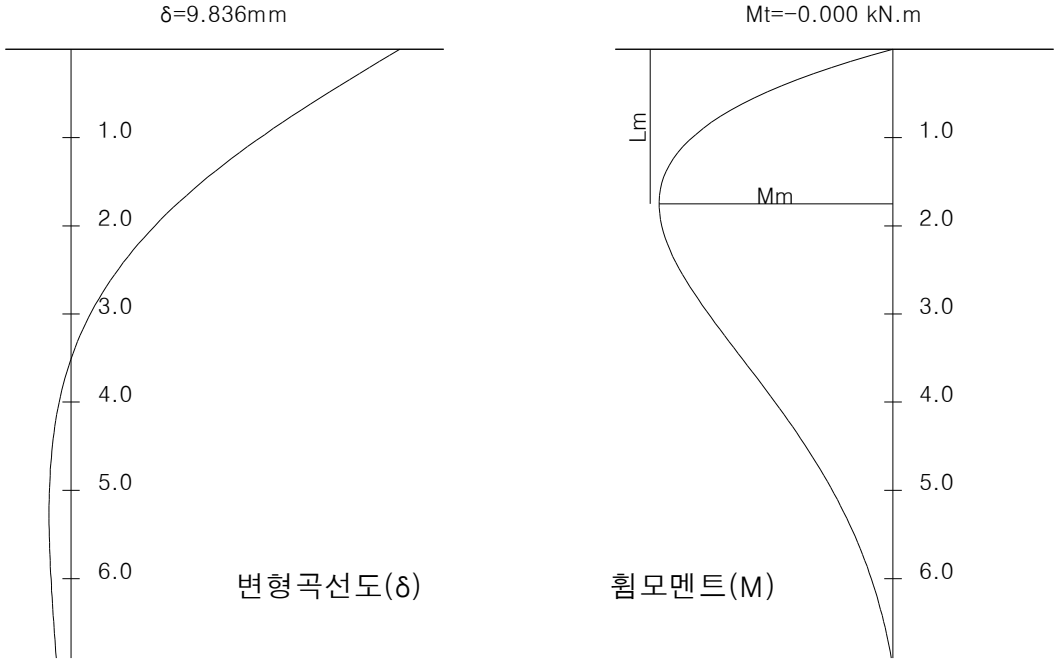
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -123.562 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.836 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.836 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-171.683	9.836	
0.460	-63.814	-108.172	7.835	
0.920	-101.665	-58.636	5.969	
1.380	-119.706	-21.779	4.320	
1.840	-123.380	4.134	2.930	
2.300	-117.288	21.010	1.806	
2.760	-105.147	30.733	0.938	
3.220	-89.841	35.049	0.298	
3.680	-73.496	35.485	-0.147	
4.140	-57.592	33.321	-0.431	
4.600	-43.080	29.586	-0.589	
5.060	-30.492	25.067	-0.654	
5.520	-20.049	20.343	-0.651	
5.980	-11.747	15.808	-0.604	
6.440	-5.438	11.712	-0.531	
6.900	-0.883	8.191	-0.447	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

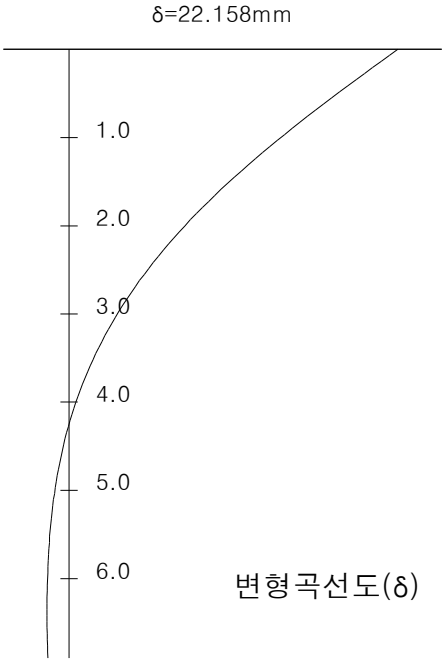
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

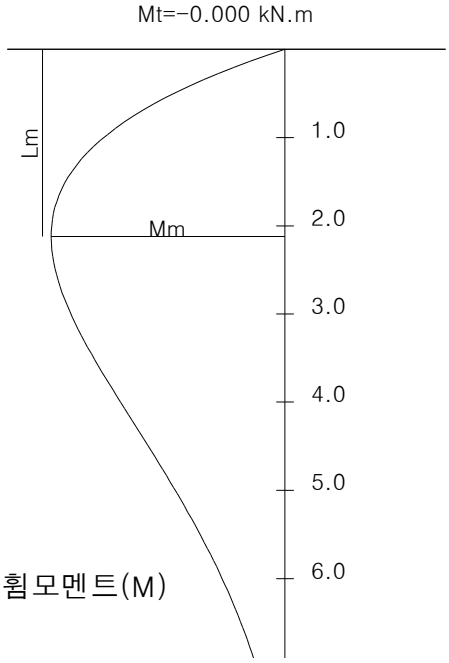
- 최대모멘트 및 깊이 : -189.893 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 22.158 mm
- 지표면에서의 변위 : 22.158 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-217.926	22.158	
0.460	-84.150	-150.030	18.421	
0.920	-139.910	-94.391	14.861	
1.380	-172.745	-50.192	11.602	
1.840	-187.666	-16.292	8.717	
2.300	-189.112	8.624	6.238	
2.760	-180.899	25.930	4.169	
3.220	-166.216	36.976	2.493	
3.680	-147.647	43.028	1.179	
4.140	-127.220	45.231	0.187	
4.600	-106.469	44.589	-0.528	
5.060	-86.503	41.953	-1.011	
5.520	-68.070	38.027	-1.306	
5.980	-51.628	33.376	-1.451	
6.440	-37.407	28.436	-1.484	
6.900	-25.462	23.531	-1.435	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)

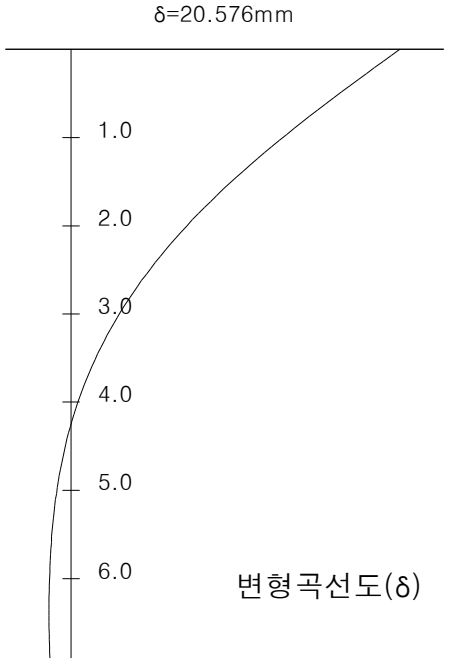
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

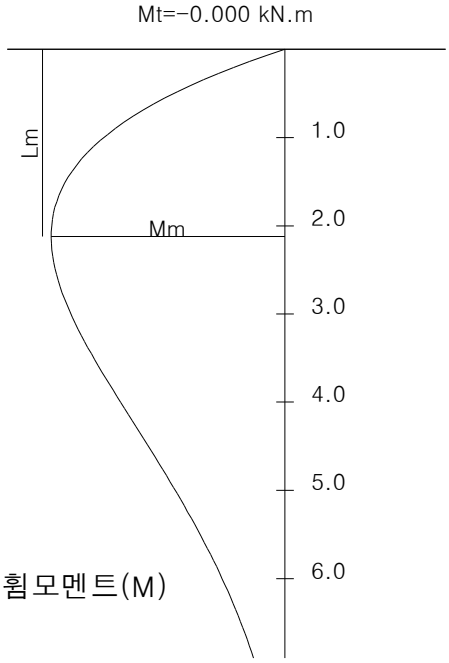
- 최대모멘트 및 깊이 : -176.330 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 20.576 mm
- 지표면에서의 변위 : 20.576 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-202.360	20.576	
0.460	-78.139	-139.314	17.105	
0.920	-129.916	-87.649	13.799	
1.380	-160.407	-46.607	10.773	
1.840	-174.262	-15.128	8.094	
2.300	-175.604	8.008	5.792	
2.760	-167.978	24.078	3.871	
3.220	-154.344	34.335	2.315	
3.680	-137.101	39.955	1.095	
4.140	-118.133	42.001	0.174	
4.600	-98.865	41.404	-0.491	
5.060	-80.324	38.956	-0.939	
5.520	-63.208	35.311	-1.213	
5.980	-47.941	30.992	-1.348	
6.440	-34.736	26.405	-1.378	
6.900	-23.643	21.850	-1.332	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)

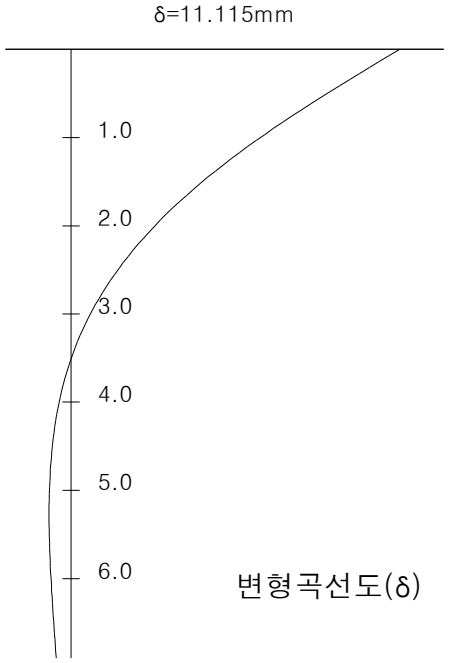
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

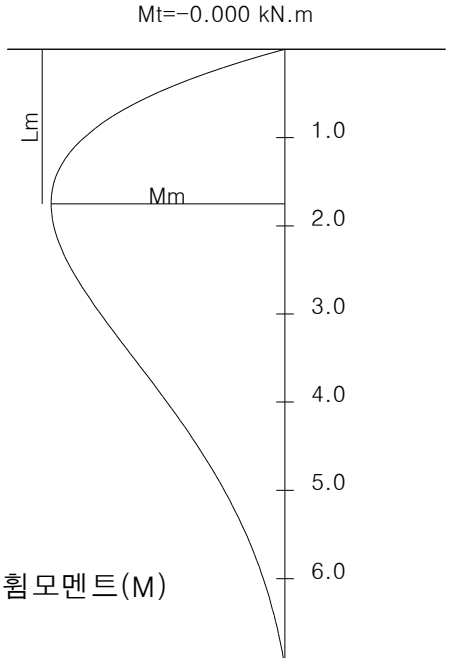
- 최대모멘트 및 깊이 : -139.624 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.115 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.115 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-194.000	11.115	
0.460	-72.109	-122.233	8.854	
0.920	-114.880	-66.258	6.744	
1.380	-135.266	-24.610	4.882	
1.840	-139.419	4.672	3.310	
2.300	-132.534	23.741	2.041	
2.760	-118.815	34.728	1.060	
3.220	-101.519	39.605	0.336	
3.680	-83.049	40.098	-0.166	
4.140	-65.079	37.653	-0.487	
4.600	-48.680	33.432	-0.666	
5.060	-34.456	28.326	-0.739	
5.520	-22.655	22.987	-0.736	
5.980	-13.274	17.863	-0.683	
6.440	-6.144	13.235	-0.601	
6.900	-0.998	9.255	-0.505	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	10.000	사질토	3.441	20.000	108.964
1.583	40.000	사질토	3.459	80.000	438.160
계	-	-	-	-	547.137

사질토 : f = 2.0 x N (≤ 100.0)

점성토 : f = 8.0 x N (≤ 100.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 13.0343 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 11.1148 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 547.137 + 0.000 = 182.379 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 547.137 + 0.000 = 273.569 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	509.932	355.895	1586.000	182.379	O.K
	HINGE	489.315	420.341	1586.000	182.379	O.K
COMBO 2	FIX	476.589	381.614	1586.000	182.379	O.K
	HINGE	506.424	392.780	1586.000	182.379	O.K
COMBO 3	FIX	784.048	-76.259	2379.000	273.569	O.K
	HINGE	696.139	54.657	2379.000	273.569	O.K
COMBO 4	FIX	699.396	470.007	1586.000	182.379	O.K
	HINGE	610.774	601.985	1586.000	182.379	O.K
COMBO 5	FIX	620.109	468.484	1586.000	182.379	O.K
	HINGE	592.210	537.028	1586.000	182.379	O.K
COMBO 6	FIX	1056.962	-182.085	2379.000	273.569	O.K
	HINGE	961.778	-40.335	2379.000	273.569	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 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.508 = 13.583 < 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	509.932	169.492	123.758	140.00	O.K
	HINGE	489.315	111.702	91.436	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	476.589	158.555	115.743	140.00	O.K
	HINGE	506.424	103.724	88.259	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	784.048	166.311	139.715	210.00	O.K
	HINGE	696.139	123.562	111.123	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	699.396	167.661	134.984	140.00	O.K
	HINGE	610.774	111.702	99.262	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	620.109	157.178	124.253	140.00	O.K
	HINGE	592.210	103.724	93.787	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1056.962	180.075	164.681	210.00	O.K
	HINGE	961.778	139.624	136.854	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

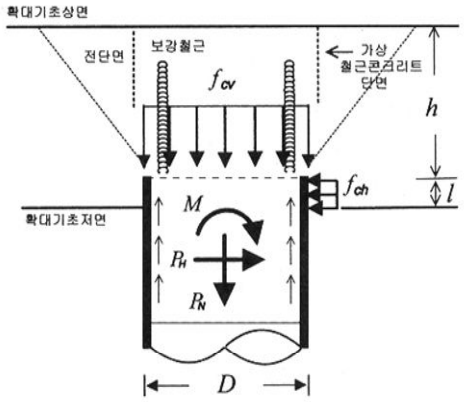
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	128.192	16.516	80.000	O.K
	HINGE	128.192	16.516	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	119.035	15.336	80.000	O.K
	HINGE	119.035	15.336	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	171.683	22.119	120.000	O.K
	HINGE	171.683	22.119	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	128.192	16.516	80.000	O.K
	HINGE	128.192	16.516	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	119.035	15.336	80.000	O.K
	HINGE	119.035	15.336	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	194.000	24.994	120.000	O.K
	HINGE	194.000	24.994	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 = 699396.2 / (π/4 x 508 ²)
= 3.451 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1056962.3 / (π/4 x 508 ²)
= 5.215 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 = 699396.2 / {π x (508 + 1700) x 1700 }
= 0.059 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1056962.3 / {π x (508 + 1700) x 1700 }
= 0.090 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 = 128191.648 / (508 x 100)
= 2.523 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 193999.578 / (508 x 100)
= 3.819 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)

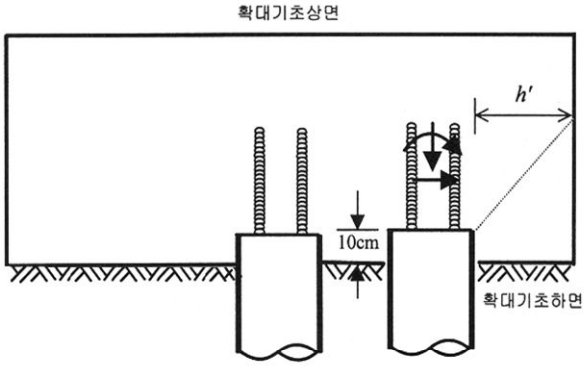
τh = 128191.648 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.216 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 193999.578 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.327 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.600 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 = 1076273.049 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)

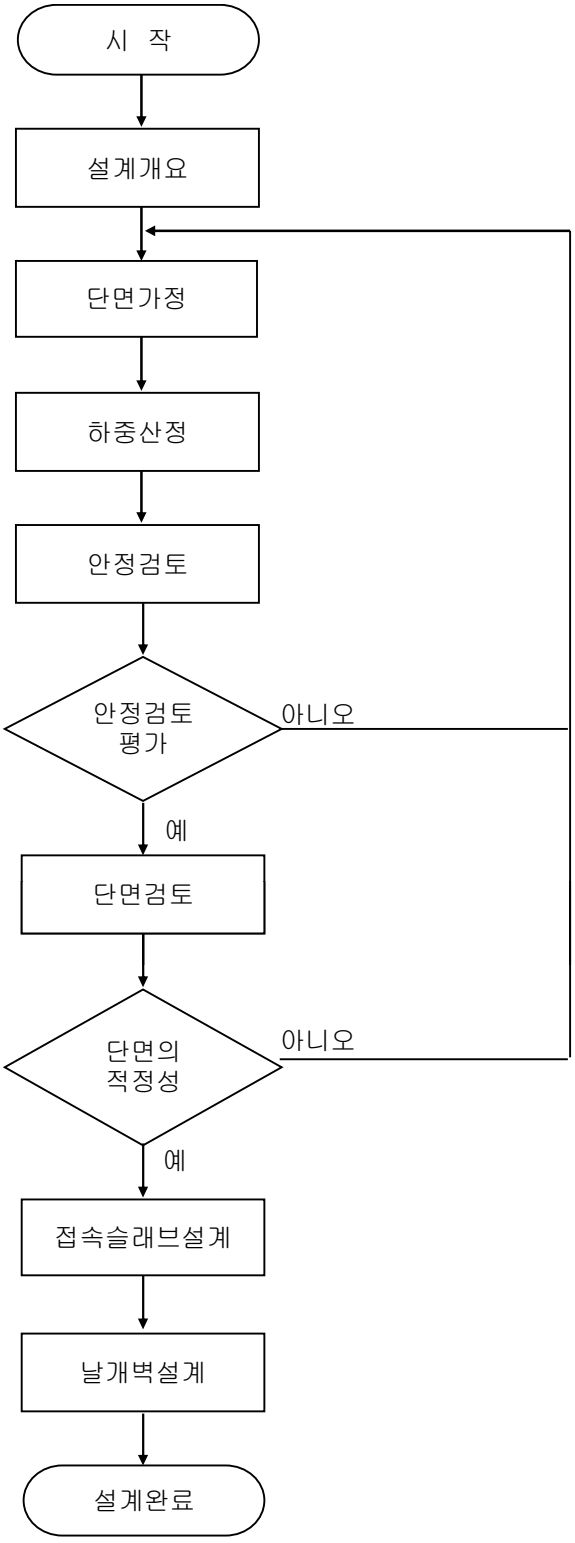
* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 6779.6 x 1650)

= 14613680.577 N ≥ PNmax = 1076273.049 N ∴ O.K

종점 교대(오창방향)

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
평가
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

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) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1586	648.665	O.K
	허용인발력(kN/EA)	137.415	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	121.243	O.K
	전단응력(MPa)	80	14.523	O.K
	수평변위(mm)	15	11.462	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	928.268	O.K
	허용인발력(kN/EA)	206.122	-32.557	O.K
	휨응력(MPa)	210	146.014	O.K
	전단응력(MPa)	120	21.951	O.K
	수평변위(mm)	15	9.762	O.K

■ 단면 휨 설계

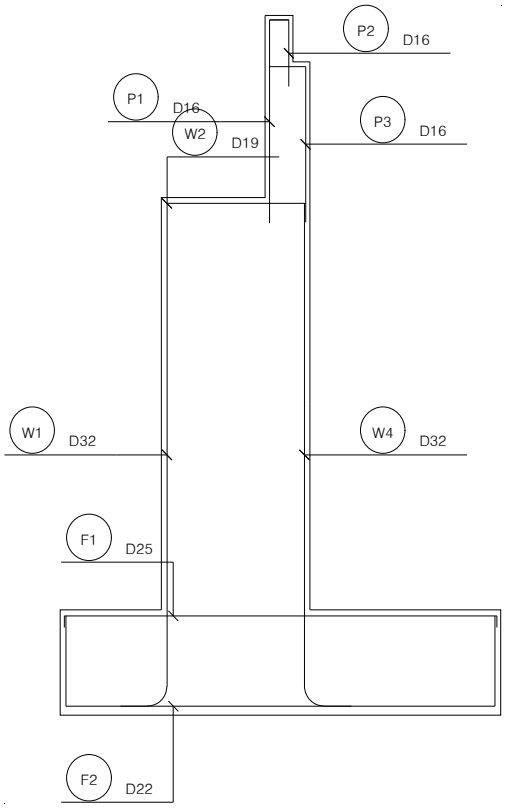
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1800	150	2151.61	3096.8	896.61	1284.997	1.433	O.K
후면저판		1800	100	3453.05	4053.6	1474.539	1726.426	1.171	O.K
벽체 (H=10.193)		2650	100	3893	6353.6	2503.005	4055.738	1.62	O.K
흉벽		800	80	975.294	1588.8	177.28	286.971	1.619	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	600	80	2728.9	3096.8	347.89	392.654	1.129	O.K
	화부(T=450	450	80	1250.55	3096.8	115.057	274.202	2.383	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2450.88	3096.8	313.724	392.654	1.252	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	3324.99	4053.6	420.165	506.698	1.206	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	334.063	1588.8	31.31	145.17	4.637	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	2859.09	3096.8	363.788	392.654	1.079	O.K
	화부(T=450	450	80	1647.86	3096.8	150.384	274.202	1.823	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2400.62	3096.8	307.516	392.654	1.277	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	3434.59	4053.6	433.308	506.698	1.169	O.K

■ 사용성 검토

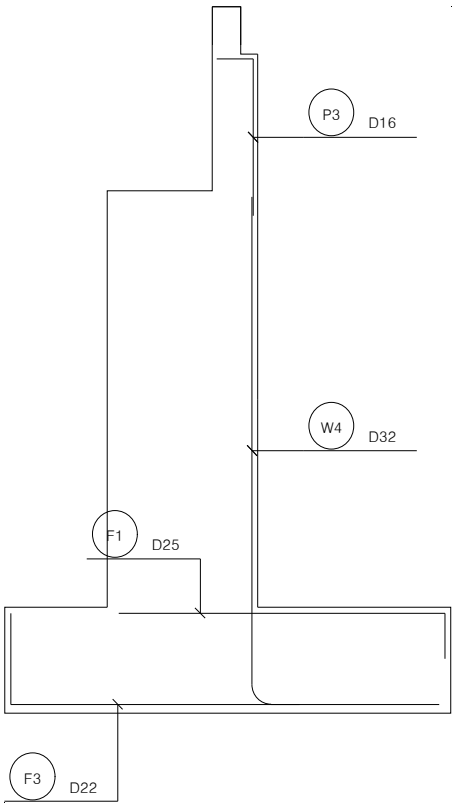
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		119.293	150	125	312.642	O.K
후면저판		129.839	150	125	387.769	O.K
벽체 (H=10.193)		64.92	150	125	970.418	O.K
흉벽		96.331	150	125	637.495	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	138.635	150	125	395.538	O.K
	화부(T=450	65.357	150	125	963.933	O.K
	B(T=600 mm)	125.02	150	125	457.398	O.K
	C(T=600 mm)	129.337	150	125	440.127	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	33.772	150	125	1865.436	O.K
	A(T=600 mm)	144.971	150	125	370.713	O.K
	화부(T=450	85.424	150	125	737.494	O.K
	B(T=600 mm)	122.546	150	125	470.115	O.K
	C(T=600 mm)	133.382	150	125	421.658	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

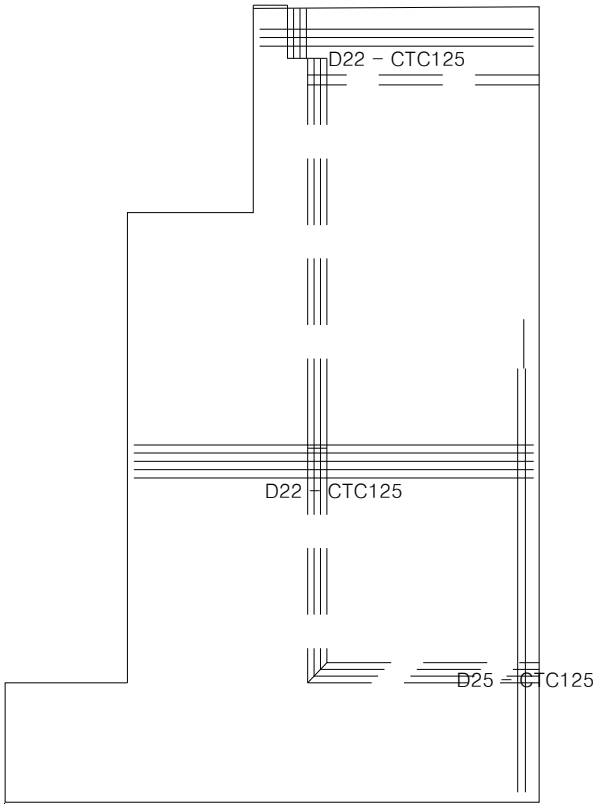


- ② Cycle (CTC = 250)

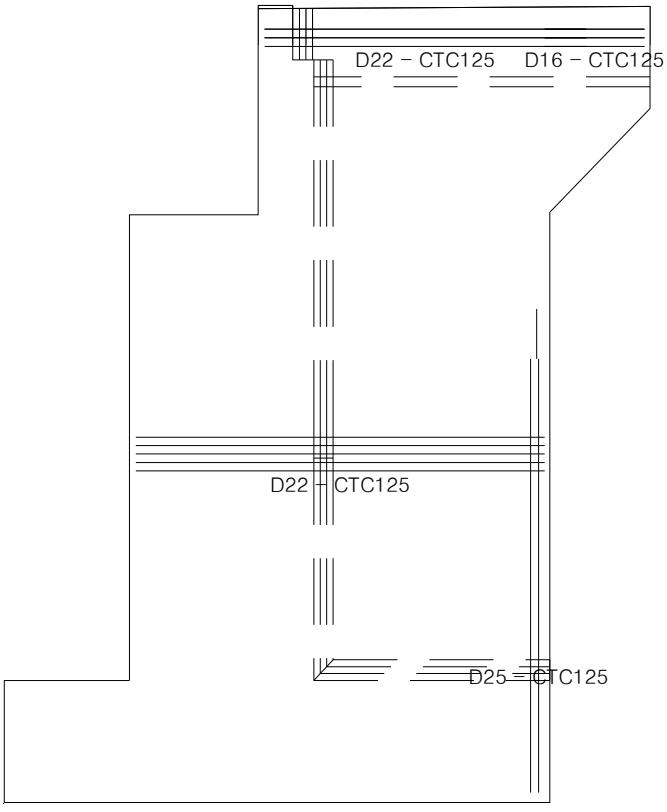


▣ 주철근 조립도

- 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 = 12.584 m
(5) 교 대 총높이 : H = 11.993 m
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 70.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 489.436 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 155.776 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]

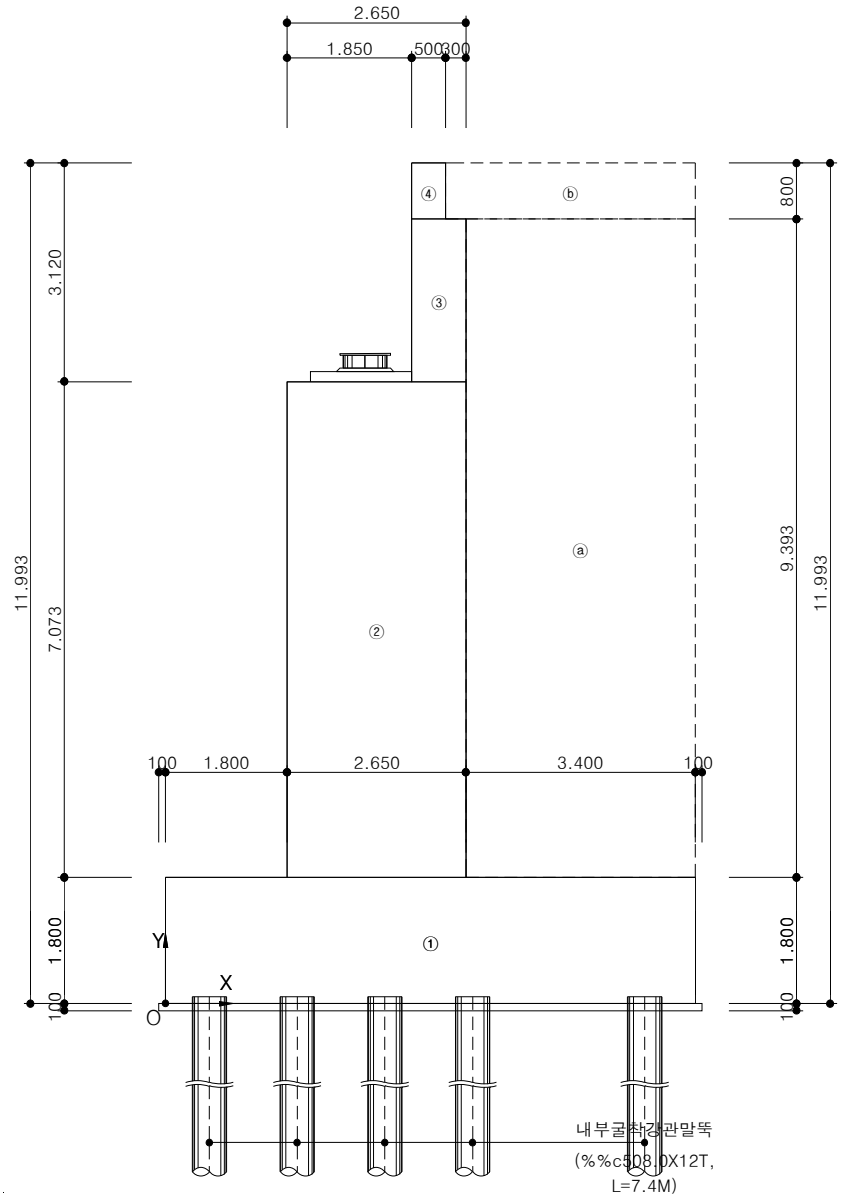
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조기준 : 한국콘크리트학회 (2012)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	1081.867	1217.949	1253.913	1294.590	1310.694	6159.013
활하중	427.242	383.984	362.550	369.987	416.508	1960.271

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	199.929	225.077	231.723	239.24	242.216	1138.186
직각방향	199.929	225.077	231.723	239.24	242.216	1138.186

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	7.850 × 1.800	= 14.130	25.000	353.250	27.200
	②	2.650 × 7.073	= 18.743	25.000	468.565	36.079
	③	0.800 × 2.320	= 1.856	25.000	46.403	3.573
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 35.129		878.217	67.623
뒷채움재	ⓐ	3.400 × 9.393	= 31.936	20.000	638.710	49.181
	ⓑ	3.700 × 0.800	= 2.960	20.000	59.200	4.558
	소계		= 34.896		697.910	53.739
총 계					1576.128	121.362

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	3.925	0.900	1386.506	24.480
	②	3.125	5.336	1464.265	192.532
	③	4.050	10.033	187.930	35.847
	④	3.900	11.593	39.000	8.926
	소 계			3077.701	261.786
뒷채움재	ⓐ	6.150	6.496	3928.069	319.498
	ⓑ	6.000	11.593	355.200	52.845
	소 계			4283.269	372.342
총 계				7360.971	634.128

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 3077.701 / 878.217 = 3.504 m
  Y = 261.786 / 67.623 = 3.871 m
- 뒷채움재 : X = 4283.269 / 697.910 = 6.137 m
  Y = 372.342 / 53.739 = 6.929 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

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

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

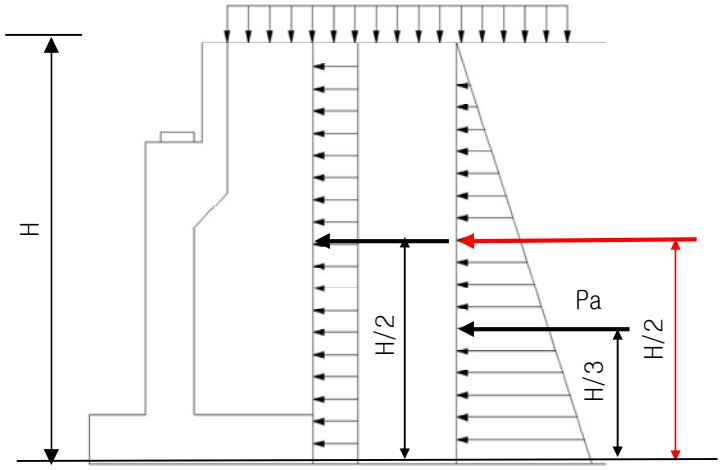
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

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

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



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 11.993 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 11.993² x cos(0.000)

= 389.772 kN

y = H / 3 = 3.998 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 11.993 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 11.993² x cos(0.000)

= 451.618 kN

y = H / 2 = 5.996 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 10.193 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 10.193² x cos(11.667 + 0.000)

= 255.385 kN

y = H / 3 = 3.398 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.193 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.193² x cos(0.000 + 0.000)

= 326.225 kN

y = H / 2 = 5.096 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 6159.013 ÷ (11.825 / sin70.000) = 489.436 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 1960.271 ÷ (11.825 / sin70.000) = 155.776 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 50.5

= 0.013 m

교대의 폭원 : B = 12.584 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 16615.734 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

Ph = ∑kH x δ / B

= 16615.734 x 0.012615 / 12.584

= 16.657 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Fm = ∑H ÷ (11.825 / sin70.0)

= 90.448 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1138.186 kN 임. 『지진하중 집계표』참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.700 = 37.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 11.993 m)

Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 11.993 x cos0.000

= 32.500 kN

y = H / 2 = 5.996 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 10.193 m)

Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 10.193 x cos11.667

= 25.055 kN

y = H / 2 = 5.096 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	878.217	-	3.504	3.871	3077.700	-
2. 교대구체(지진시	878.217	67.623	3.504	3.871	3077.700	261.787
3. 뒷채움재(평상시	697.910	-	6.137	6.929	4283.267	-
4. 뒷채움재(지진시	697.910	53.739	6.137	6.929	4283.267	372.341
5. 배면토압(평상시	-	389.772	-	3.998	-	1558.153
6. 배면토압(지진시	-	451.618	-	5.996	-	2708.082
7. 뒷채움 상재하중	37.000	32.500	6.000	5.996	222.000	194.883
8. 상부 고정하중	489.436	-	2.956	-	1446.773	-
9. 상부활하중	155.776	-	2.956	-	460.474	-
10. 교량받침마찰력	-	16.657	-	9.273	-	154.455
11. 상부관성력	-	90.448	-	9.273	-	838.695

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)	1613.127	422.272	7582.967	1753.036
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1576.127	389.772	7360.967	1558.153
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1576.127	572.980	7360.967	3342.210
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2258.339	438.929	9490.214	1907.491
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	2065.563	406.429	8807.740	1712.608
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2065.563	663.428	8807.740	4180.905

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

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

e = 말뚝도심(= 3.320) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.65	11	7.15	-
2 열	1.95	11	21.45	-
3 열	3.25	9	29.25	-
4 열	4.55	9	40.95	-
5 열	7.1	9	63.9	-
계	-	49	162.7	3.32

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	20299.590	5313.871	-0.294	-5968.080
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	19833.982	4904.891	-0.361	-7160.068
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	19833.982	7210.380	0.771	15292.000
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	28418.938	5523.483	-0.037	-1051.501
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	25993.045	5114.503	-0.115	-2989.200
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	25993.045	8348.578	1.080	28072.488

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

각 작용력은 교대의 전폭 12.584 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.

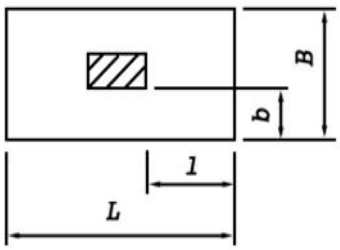
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 220020.718 x 49 / (12.584 x 7.850) = 109137.667 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 12.584 m)
B : 확대기초의 폭 (= 7.850 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 49 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.800 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴ √[(3 x 109137.667) / (26986000.000 x 1.800³)] = 0.214 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 3.400) = 3.400
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.925, 뒷굽기준으로 검토

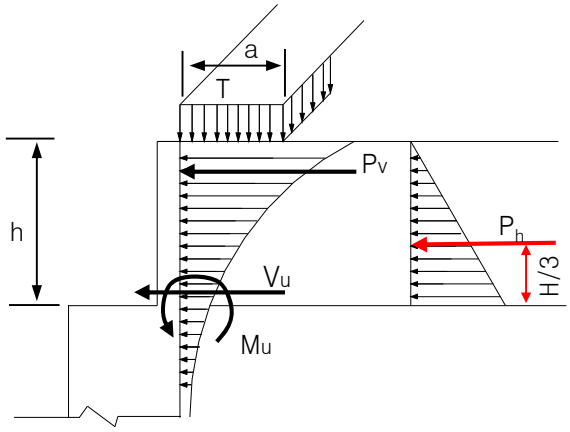


βλ = 0.214 x 3.400 = 0.726 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (3.120 - 0.36) = 79.394 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 3.120^2 x cos11.667 = 23.930 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.120 x 23.930 = 24.889 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 23.930 = 89.582 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 79.394 + 1.70 x 24.889 = 177.280 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.320 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.573 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.573 + 0.770 = 4.343 kN

Mw = 3.573 x 2.320/2 + 0.770 x (2.320 + 0.800/2) = 6.239 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 3.120^2 x cos0.000 = 30.568 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.120 x 30.568 = 47.689 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.343 + 1.00 x 30.568 = 34.911 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 6.239 + 1.00 x 47.689 = 53.928 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	89.582	177.280	
지진시	34.911	53.928	
설계단면력	89.582	177.280	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.193 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	40.422	4.071	-	1.000	40.422	164.543
2. 배면토압(평상시)	255.385	3.398	1.700	-	434.154	1475.083
3. 배면토압(지진시)	326.225	5.096	-	1.000	326.225	1662.573
4. 뒷채움 상재하중	25.055	5.096	1.700	-	42.593	217.074
5. 교량받침마찰력	16.657	7.473	1.300	-	21.654	161.814
6. 상부관성력	90.448	7.473	-	1.000	90.448	675.889

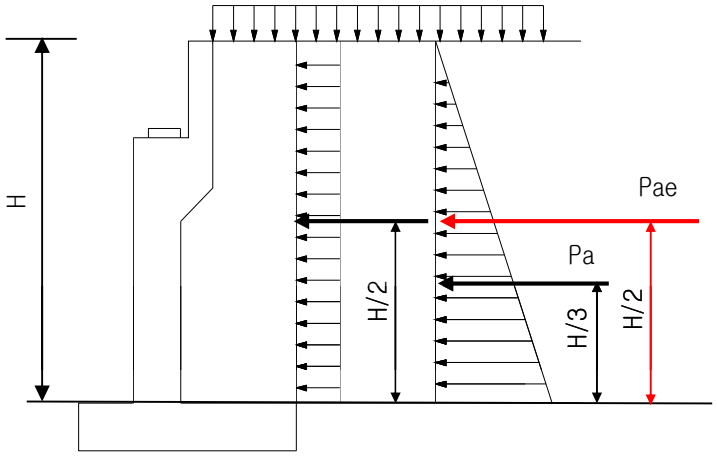
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 40.422 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 164.543 kN.m

y = Mo / Ho = 164.543 / 40.422 = 4.071



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 10.193 m)	455.808	1636.897	
지진시(H = 10.193 m)	457.095	2503.005	
설계단면력	457.095	2503.005	

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	878.217	-	3.504	3.871	3077.700	-
2. 교대구체(지진시	878.217	67.623	3.504	3.871	3077.700	261.787
3. 뒷채움재(평상시	697.910	-	6.137	6.929	4283.267	-
4. 뒷채움재(지진시	697.910	53.739	6.137	6.929	4283.267	372.341
5. 배면토압(평상시	-	389.772	-	3.998	-	1558.153
6. 배면토압(지진시	-	451.618	-	5.996	-	2708.082
7. 토압의 연직분력	56.934	-	6.717	-	382.407	-
8. 뒷채움 상재하중	37.000	32.500	6.000	5.996	222.000	194.883
9. 상부 고정하중	489.436	-	2.956	-	1446.773	-
10. 상부활하중	155.776	-	2.956	-	460.474	-
11. 교량받침마찰력	-	16.657	-	9.273	-	154.455
12. 상부관성력	-	90.448	-	9.273	-	838.695

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+	2225.303	717.862	10696.649	2980.161
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	2145.753	662.612	10219.349	2648.860
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1576.127	572.980	7360.967	3342.210
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	3196.488	739.517	13567.473	3180.953
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2782.020	684.267	12100.154	2849.652
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2065.563	663.428	8807.740	4180.905

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(=3.320) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

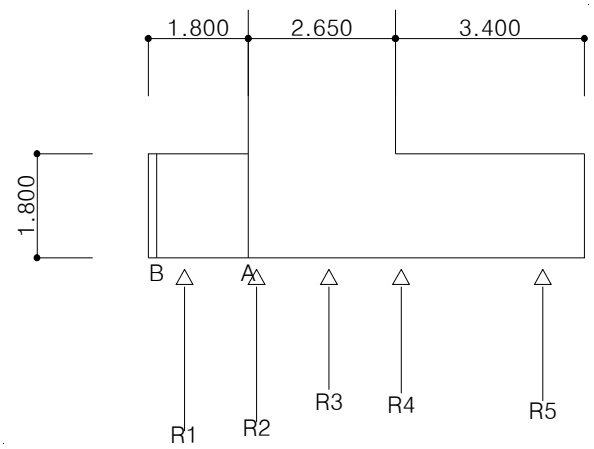
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	28003.212	9033.58	-0.147	-4116.472
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	27002.154	8338.314	-0.208	-5616.448
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	19833.982	7210.38	0.771	15292
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	40224.606	9306.076	0.071	2855.947
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11	35008.936	8610.81	-0.005	-175.045
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	25993.045	8348.578	1.08	28072.488

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(12.584 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 11본 / 12.584 (kN/m)
R2 = Ru2 x 11본 / 12.584 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 12.584 (kN/m)
R4 = Ru4 x 9본 / 12.584 (kN/m)
R5 = Ru5 x 9본 / 12.584 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	658.160	615.970	573.780	592.470	635.970
COMB 2	611.600	582.130	552.660	579.680	639.030
COMB 3	653.090	532.200	411.320	326.860	165.270
COMB 4	986.200	905.730	825.270	806.360	776.180
COMB 5	837.230	777.470	717.700	715.360	717.210
COMB 6	928.270	734.610	540.960	387.430	90.790

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.150 x 25.000 = 6.750 kN
Ma = 1.800 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 72.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00
Ma = R1 x 1.150

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	661.617	8.775	566.847
COMB 2	0.000	614.812	8.775	520.042
COMB 3	0.000	656.520	6.750	583.620
COMB 4	0.000	991.380	8.775	896.610
COMB 5	0.000	841.628	8.775	746.858
COMB 6	0.000	933.146	6.750	860.246

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

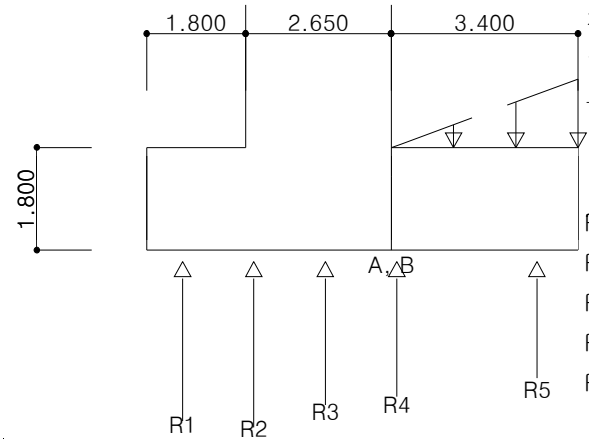
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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



전단력 계산시 R4의 반력은 콘크리트구조설계기준 12Qv.2 (4)에 해 69.700%의 값을 적용.

→ (4.450 + 0.508/2 - 4.550) / 0.508 = 0.697

말뚝거리 : 4.550m, 전단검토위치 : 4.450 m

R1 = Ru1 x 11본 / 12.584 (kN/m)

R2 = Ru2 x 11본 / 12.584 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 12.584 (kN/m)

R4 = Ru4 x 9본 / 12.584 (kN/m)

R5 = Ru5 x 9본 / 12.584 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	525.940	548.120	570.290	531.590	448.830
COMB 2	488.910	519.170	549.430	523.190	465.380
COMB 3	573.990	491.620	409.240	290.440	53.320
COMB 4	852.510	837.130	821.740	744.800	586.970
COMB 5	712.530	713.470	714.420	657.940	540.720
COMB 6	841.120	689.890	538.660	347.300	-32.560

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 3.400 x 25.000 = 153.000 kN

Ma = 1.800 x 3.400 x 25.000 x 3.400 / 2 = 260.100 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 697.910 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 697.910 kN

Ma = 697.910 x (6.137 - 4.450) = 1177.568 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.400 = 34.000 kN

Ma = 10.000 x 3.400 x 3.400 / 2 = 57.800 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$Pv = 1/2 \times Ka \times r \times H^2 \times \sin\delta$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 10.193^2 \times \sin 11.667$

$= 56.934$ kN

$Qv = 2 \times Pv / L$

$= 2 \times 56.934 / 3.400$

$= 33.491$ kN

Vb = 33.491 x 3.400 / 2 = 56.934 kN

Ma = 33.491 x 3.400 x 3.400 / 3 = 129.051 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 + R5 ; R4의 반력에 대해서는 69.700%의 반력을 적용한다.

Ma = R4 x 0.100 + R5 x 2.650

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	585.941	888.677	690.132	1323.948
COMB 2	593.591	919.443	609.382	1168.912
COMB 3	182.886	121.829	668.024	1315.839
COMB 4	790.999	1165.740	485.073	1046.886
COMB 5	714.631	1071.871	488.341	1016.485
COMB 6	149.803	-36.871	701.108	1474.539

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)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	896.61	8.78

* 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 (1650.00 - 53.578) / 53.578 = 0.08939

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2151.611 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.439]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2151.611 mm²

ρmin = Max(2151.611, 1800.000) / bd = 0.00130

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00188

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 (1650.00 - a/2) = 1284.997 kN.m

≥ Mu (= 896.610 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.433]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1650.00 = 1077.775 kN

≥ Vu (= 8.775 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1474.54	701.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1700.00 - 70.131) / 70.131 = 0.06972

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3453.047 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.174]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 3453.047 mm²

ρmin = Max(3453.047, 1800.000) / bd = 0.00203

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00238

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (1700.00 - a/2) = 1726.426 kN.m

≥ Mu (= 1474.539 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.171]

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1700.00 = 1110.435 kN

≥ Vu (= 701.108 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 1800.0 x 1000.0 = 2700.000 ㎟ > 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 (H=10.193)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2650.00	2550.00	100.00	2503.01	457.10

* 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 (2550.00 - 109.924) / 109.924 = 0.06659

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3892.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.632]

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 = 0.00249

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (2550.00 - a/2) = 4055.738 kN.m

≥ Mu (= 2503.005 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.620]

* 전단에 대한 검토 (d = 2550.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2550.00 = 1665.653 kN

≥ Vu (= 457.095 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 2650.0 x 1000.0 = 3975.000 ㎟ > 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	177.28	89.58

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 975.294 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.629]

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 (= 177.280 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.619]

* 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 (= 89.582 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 (3.120 - 0.36) = 79.394 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 3.120^2 x cos11.667 = 23.930 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.120 x 23.930 = 24.889 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 23.930 = 52.695 kN

Ms = 79.394 + 24.889 = 104.283 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.193 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	40.422	4.071	-	1.000	40.422	164.543
2. 배면토압(평상시)	255.385	3.398	1.000	-	255.385	867.696
3. 배면토압(지진시)	326.225	5.096	-	1.000	326.225	1662.573
4. 뒷채움 상재하중	25.055	5.096	1.000	-	25.055	127.690
5. 교량받침마찰력	16.657	7.473	1.000	-	16.657	124.472
6. 상부관성력	90.448	7.473	-	1.000	90.448	675.889

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

  : 검토위치(H = 1.800 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

  Ho = ∑(H② ~ H④) = 40.422 kN

  Mo = ∑[H② x (y② - 1.800) ~ H④ x (y④ - 1.800)] = 164.543 kN.m

  y = Mo / Ho = 164.543 / 40.422 = 4.071

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	272.042	992.169	

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+	1670.061	422.272	7965.374	1753.036
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1633.061	389.772	7743.374	1558.153
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1576.127	572.980	7360.967	3342.211
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2315.273	438.929	9872.620	1907.491
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2122.497	406.429	9190.146	1712.608
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2065.563	663.428	8807.740	4180.906

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(=3.320) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

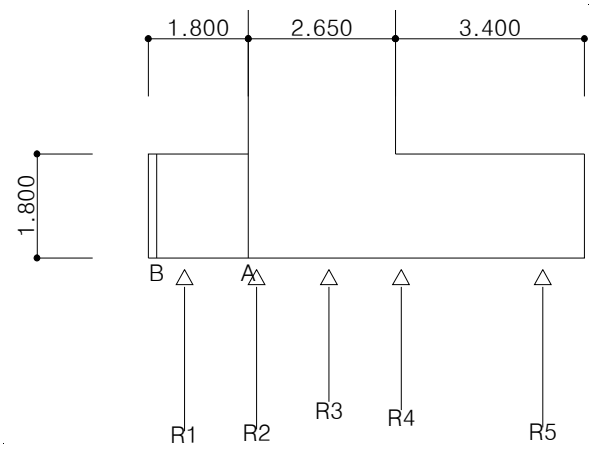
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	21016.048	5313.871	-0.399	-8385.403
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	20550.44	4904.891	-0.467	-9597.055
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	19833.982	7210.38	0.771	15292
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	29135.395	5523.483	-0.12	-3496.247
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11	26709.502	5114.503	-0.203	-5422.029
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	25993.045	8348.578	1.08	28072.488

각 작용력은 교대의 전폭(12.584 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 11본 / 12.584 (kN/m)
R2 = Ru2 x 11본 / 12.584 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 12.584 (kN/m)
R4 = Ru4 x 9본 / 12.584 (kN/m)
R5 = Ru5 x 9본 / 12.584 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	427.270	420.940	414.620	444.690	507.750
COMB 2	399.080	401.850	404.630	441.260	516.920
COMB 3	653.090	532.200	411.320	326.860	165.270
COMB 4	648.670	615.230	581.790	585.340	596.450
COMB 5	572.480	552.030	531.580	545.700	577.290
COMB 6	928.270	734.610	540.960	387.430	90.790

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.800 x 0.150 x 25.000 = 6.750 kN

Ma = 1.800 x 1.800 x 25.000 x 1.800 / 2 = 72.900 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

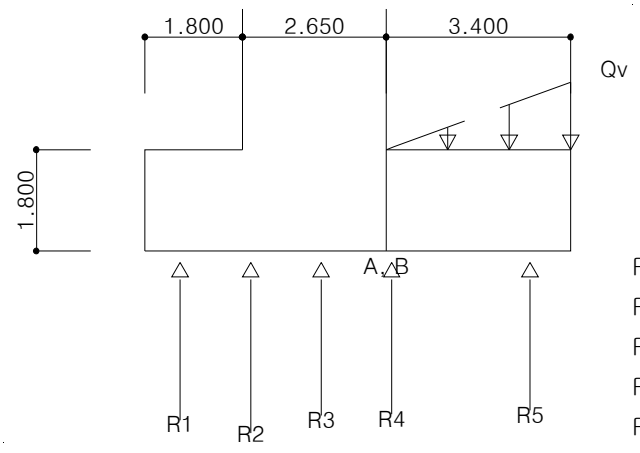
Ma = R1 x 1.150

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	429.514	6.750	356.614
COMB 2	0.000	401.176	6.750	328.276
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	652.077	6.750	579.177
COMB 5	0.000	575.487	6.750	502.587
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 11본 / 12.584 (kN/m)

R2 = Ru2 x 11본 / 12.584 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 12.584 (kN/m)

R4 = Ru4 x 9본 / 12.584 (kN/m)

R5 = Ru5 x 9본 / 12.584 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	348.240	380.390	412.540	408.290	395.890
COMB 2	325.540	364.110	402.690	407.400	412.830
COMB 3	573.990	491.620	409.240	290.440	53.320
COMB 4	568.340	574.010	579.670	548.350	482.760
COMB 5	497.390	513.500	529.600	511.130	471.010
COMB 6	841.120	689.890	538.660	347.300	-32.560

- 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 = R4 + R5 ; R4의 반력에 대해서는 69.700%의 반력을 적용한다.

Ma = R4 x 0.100 + R5 x 2.650

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	486.627	779.523	455.218	844.997
COMB 2	498.299	811.565	409.546	755.154
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	618.560	954.183	323.285	670.337
COMB 5	591.607	929.251	316.238	637.468
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)] = 579.177 x 1000000 / [3096.800 x (1650.000 - 246.662/3)]
= 119.293 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1650.0/(7x3096.800)]
= 246.662 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22/2 = 139.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 119.29) - 2.5 x 139.00 = 312.64 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 119.29) = 528.11 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 312.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 312.64 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 844.997 x 1000000 / [4053.600 x (1700.000 - 283.524/3)]
= 129.839 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1700.0/(7x4053.600)]
= 283.524 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.84) - 2.5 x 87.50 = 387.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 129.84) = 485.22 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 387.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 387.77 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=10.193)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 992.169 x 1000000 / [6353.600 x (2550.000 - 433.857/3)]
= 64.920 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2550.0/(7x6353.600)]
= 433.857 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.92) - 2.5 x 84.00 = 1003.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 64.92) = 970.42 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 970.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 970.42 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 104.283 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 96.331 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

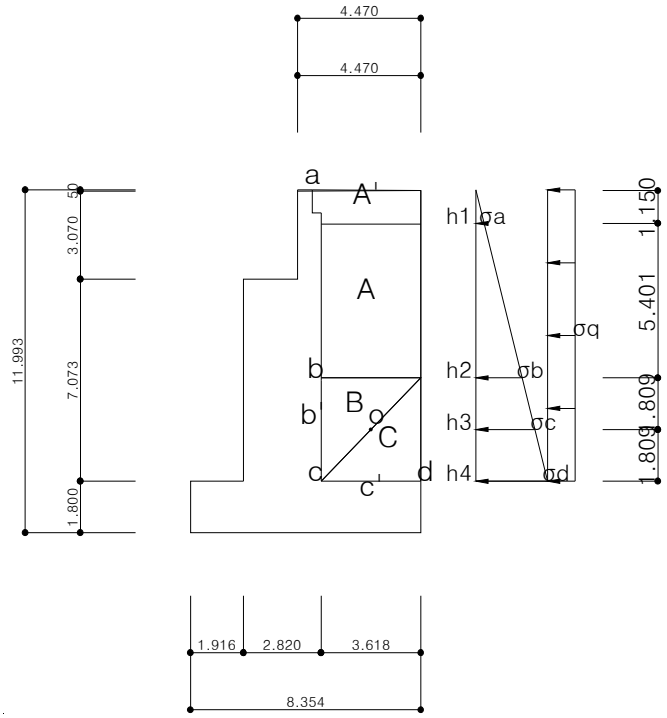
Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 96.33) - 2.5 x 72.00 = 637.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 96.33) = 654.00 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 637.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 637.50 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

29	1	6	2	25	19	28	7	13	23
20	24	15	22	14	8	9	12	26	18
16	21	3	4	10	27	5	11	17	
227	226	225	224	223	222	221	220	219	
218	217	216	215	214	213	212	211	210	
209	208	207	206	205	204	203	202	201	
200	199	198	197	196	195	194	193	192	
191	190	189	188	187	186	185	184	183	
182	181	180	179	178	177	176	175	174	
173	172	171	170	169	168	167	166	165	
164	163	162	161	160	159	158	157	156	
155	154	153	152	151	150	149	148	147	
146	145	144	143	142	141	140	139	138	
137	136	135	134	133	132	131	130	129	
128	127	126	125	124	123	122	121	120	
119	118	117	116	115	114	113	112	111	
110	109	108	107	106	105	104	103	102	
101	100	99	98	97	96	95	94	93	
92	91	90	89	88	87	86	85	84	
83	82	81	80	79	78	77	76	75	
74	73	72	71	70	69	68	67	66	
65	64	63	62	61	60	59	58	57	
56	55	54	53	52	51	50	49	48	
47	46	45	44	43	42	41	40	39	
38	37	36	35	34	33	32	31	30	

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	347.89	313.724	420.165	115.057
전단력(kN)	0	260.347	262.391	305.153	102.784

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	204.641	184.544	247.156	67.681
전단력(kN)	0	153.145	154.348	179.502	60.461

(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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	347.89	260.35

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2728.903 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.135]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00596

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 (= 347.890 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 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 (= 260.347 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	115.06	102.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1250.551 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.476]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 115.057 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.383]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 102.784 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	313.72	262.39

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2450.884 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.264]

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 (= 313.724 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.252]

* 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 (= 262.391 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	420.17	305.15

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3324.992 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.219]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 420.165 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.206]

* 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 (= 305.153 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 204.641 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 138.635 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.64) - 2.5 x 69.00 = 395.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 138.64) = 454.43 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 395.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 395.54 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.681 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 65.357 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.36) - 2.5 x 69.00 = 1032.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 65.36) = 963.93 mm
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 963.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 963.93 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 184.544 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]

= 125.020 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 125.02) - 2.5 x 69.00 = 457.40 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 125.02) = 503.92 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 457.40 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 457.40 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 247.156 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 129.337 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.34) - 2.5 x 67.50 = 440.13 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 129.34) = 487.10 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

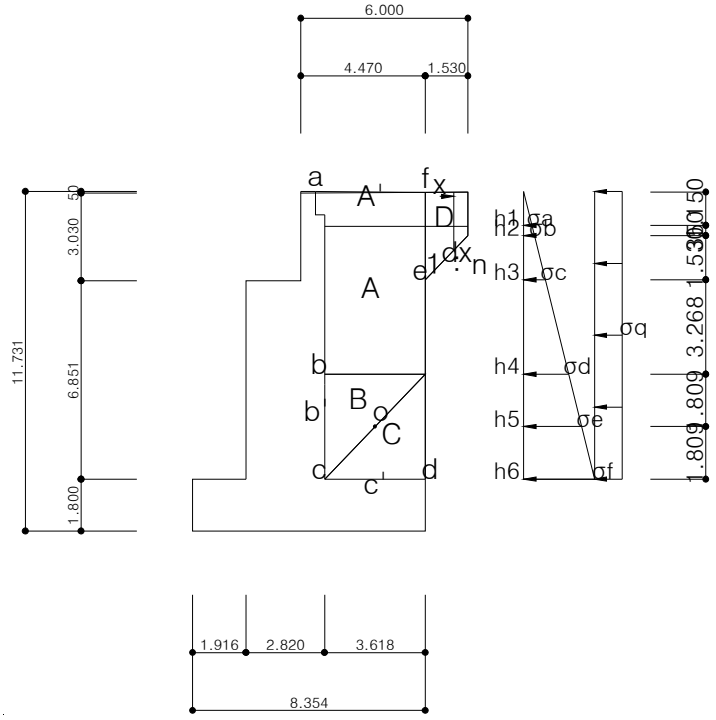
Sa는 작은 값인 440.13 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 440.13 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

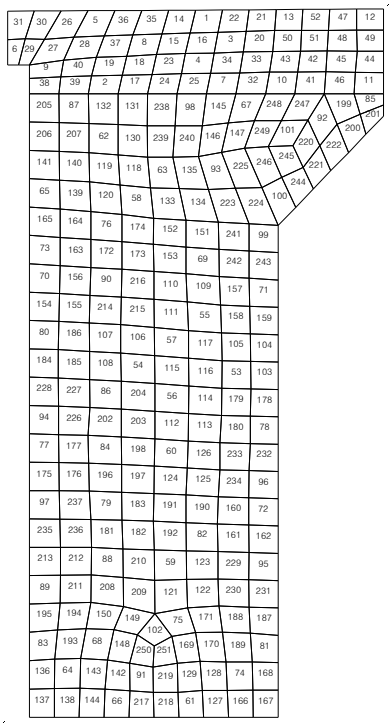


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	31.31	363.788	307.516	433.308	150.384
전단력(kN)	29.802	249.066	248.993	317.138	117.631

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	18.417	213.993	180.892	254.887	88.461
전단력(kN)	17.531	146.509	146.467	186.552	69.194

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	31.31	29.80

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 334.063 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.756]

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 (= 31.310 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.637]

* 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 (= 29.802 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	363.79	249.07

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2859.091 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.083]

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 (= 363.788 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.079]

* 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 (= 249.066 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	150.38	117.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1647.861 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.879]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 150.384 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.823]

* 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 (= 117.631 kN) , 전단보강 불필요.

④ 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	307.52	248.99

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2400.616 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.290]

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 (= 307.516 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.277]

* 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 (= 248.993 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	433.31	317.14

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3434.591 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.180]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 433.308 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 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 (= 317.138 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 18.417 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 33.772 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 33.77) - 2.5 x 72.00 = 2151.79 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 33.77) = 1865.44 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 1865.44 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1865.44 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 213.993 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]

= 144.971 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.97) - 2.5 x 69.00 = 370.71 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 144.97) = 434.57 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 370.71 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 370.71 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 88.461 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 85.424 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 85.42) - 2.5 x 69.00 = 749.37 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 85.42) = 737.49 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 737.49 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 737.49 mm) ∴ O.K

④ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 180.892 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]

= 122.546 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.55) - 2.5 x 69.00 = 470.12 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 122.55) = 514.09 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 470.12 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 470.12 mm) ∴ O.K

⑤ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.887 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 133.382 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.38) - 2.5 x 67.50 = 421.66 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 133.38) = 472.33 mm

습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 421.66 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 421.66 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 10.962 = 7.673 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

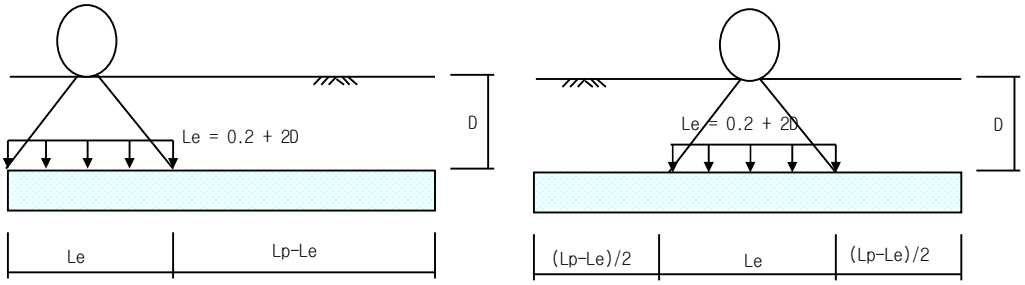
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 7.673 / 2 - 19035981154 = 39.225 kN/m

Md = 11.250 x 7.673² / 8 = 82.799 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 3.000 x (1 + i) / [0.200 x (96.0 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN/m²

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 7.673)

= 78.321 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.673/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 157.524 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 39.225 + 2.15 x 78.321

= 219.382 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 83 + 2.15 x 158

= 446.315 kN.m

2) 단면력 검토

- 극한한계상태 : = 1.30 x Dc + 2.15 x LL, ηi = 1.00

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	446.32	219.38

* 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 (350.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00696

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4187.060 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.227]

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 = 0.01468

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 (350.00 - a/2) = 533.309 kN.m

≥ Mu (= 446.315 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.195]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 219.382 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4187.1 ㎟

필요 철근량 : 4187.1 x 0.248 = 1040.3 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 240.323 x 1000000 / [5139.200 x (350.000 - 126.741/3)]

= 151.949 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x5139.200)]

= 126.741 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 151.95) - 2.5 x 85.50 = 304.52 mm

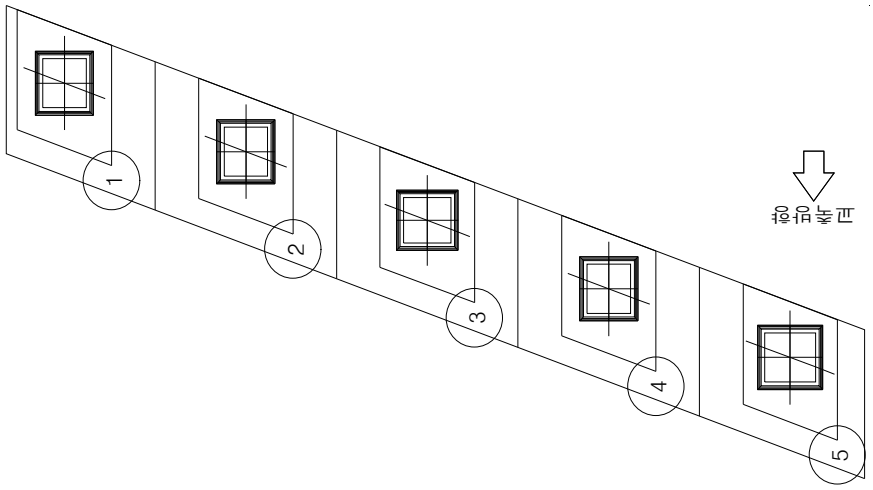
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 151.95) = 414.61 mm

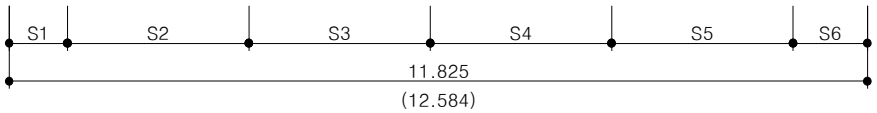
습윤환경이므로 Kcr = 210 적용

Sa는 작은 값인 304.52 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 304.52 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 50.460 = 452.300 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	452.300	650.000	600.000	500.000	O.K
2	452.300	650.000	600.000	747.994	O.K
3	452.300	600.000	650.000	762.936	O.K
4	452.300	650.000	600.000	747.994	O.K
5	452.300	650.000	700.000	675.000	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 70.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 20.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 50.460 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 20.00^2)$

= 298.482 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1969 - 80 - 50 = 1839 mm ≥ 298 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1509.109	O.K	345.096	249.911	O.K
SHOE 2	2250.000	1601.933	O.K	345.096	281.346	O.K
SHOE 3	2250.000	1616.463	O.K	345.096	289.654	O.K
SHOE 4	2250.000	1664.577	O.K	345.096	299.050	O.K
SHOE 5	2800.000	1727.202	O.K	414.115	302.770	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(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1509.109	187.903	187.903	1756.000	1450.000	
2	1601.933	211.539	211.539	1756.000	1900.000	
3	1616.463	217.785	252.603	1806.000	1850.000	
4	1664.577	224.850	224.850	1756.000	1900.000	
5	1727.202	227.647	227.647	1856.000	1675.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3060.747	4369.200	O.K	2824.677	4766.400	O.K
2	3329.528	4369.200	O.K	3439.372	4766.400	O.K
3	3446.842	4369.200	O.K	3677.656	4766.400	O.K
4	3493.323	4369.200	O.K	3607.463	4766.400	O.K
5	3587.001	4369.200	O.K	3413.355	4766.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1252.688	6081.600	O.K	1252.688	6081.600	O.K
2	1410.257	6081.600	O.K	1410.257	6081.600	O.K
3	1451.899	6081.600	O.K	1684.018	6081.600	O.K
4	1498.999	6081.600	O.K	1498.999	6081.600	O.K
5	1517.646	6081.600	O.K	1517.646	6081.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1727.202 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 50.5

  = 0.012615 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 3834.400 x 0.012615

  = 48.371 kN/m

  Hx1 = 48.371 / 1.15 = 42.062 kN

  Hx2 = 0.000 / -0.00 = 227.647 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 227.647 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 302.770 / 1.33 = 227.647 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 227.647 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 650.000 mm b1y = 700.000 mm

b2x = 1156.000 mm b2y = 1025.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2312.000 mm < 5 x b1x = 3250.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2050.000 mm < 5 x b1y = 3500.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 650.000/2312.000) x 1727.202 x 10^3 /150.000

= 2069.355 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 700.000/2050.000) x 1727.202 x 10^3 /150.000

= 1895.710 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 227.647 x 10^3 / 150.000

= 1517.646 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 227.647 x 10^3 / 150.000

= 1517.646 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 650.000 + 1025.000 = 1675.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 700.000 + 1156.000 = 1856.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1895.710 + 1517.646 = 3413.355 mm^2

  Bxo = 1675.000 mm 범위내에서 D16 - 24 EA

  As = 198.600 x 24 = 4766.400 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 2069.355 + 1517.646 = 3587.001 mm^2

  Byo = 1856.000 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 = 227.647 x 10^3 / 150.000 = 1517.646 mm^2

사용철근 : D13 - 26 EA + D13 - 22 EA

As = 126.700 x 26 + 126.700 x 22 = 6081.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 227.647 x 10^3 / 150.000 = 1517.646 mm^2

사용철근 : D13 - 26 EA + D13 - 22 EA

As = 126.700 x 26 + 126.700 x 22 = 6081.600 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	7.300

※ 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

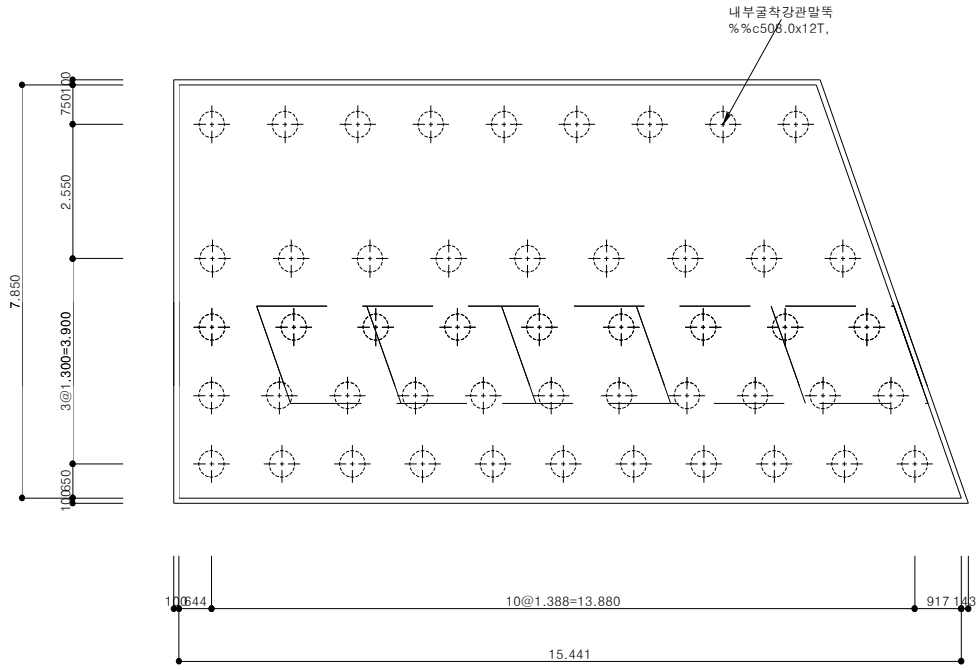
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20299.590	5313.871	-5968.080	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	19833.982	4904.891	-7160.068	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	19833.982	7210.380	15292.000	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	28418.938	5523.483	-1051.501	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	25993.045	5114.503	-2989.200	설하중+토압+온도하중(1+3+5+8+
	COMBO 6	25993.045	8348.578	28072.488	중+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	28003.212	9033.580	-4116.472	하중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	27002.154	8338.314	-5616.448	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	19833.982	7210.380	15292.000	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	40224.606	9306.076	2855.947	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 5	35008.936	8610.810	-175.045	설하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	25993.045	8348.578	28072.488	중+토압+지진하중+온도하중(2+4

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 ㎡ ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.505

Kv = a x Ap x Ep / L = 220020.718 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 = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 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/m³)
0.504	2.309	27106.79
2.309	2.663	15318.03
2.663	2.699	14519.93
2.699	2.702	14447.28
2.702	2.703	14440.48
2.703	2.703	14439.85
2.703	2.703	14439.79

Kh = 14439.78 kN/m³

β = 0.370 m-1

βL = 0.370 x 7.3000 = 2.701 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.942	54213.57
1.942	2.203	32692.97
2.203	2.230	31178.98
2.230	2.232	31040.69
2.232	2.232	31027.76
2.232	2.232	31026.54
2.232	2.232	31026.43

Kh = 31026.42 kN/m³

β = 0.448 m-1

βL = 0.448 x 7.3000 = 3.270 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19669.870	34908.386	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	71844.277	86983.111	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963823.6	1710510.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1302500.6	-1909252.8
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10781015.2	10781015.2
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	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	56615679.3	57357482.2
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0055432	0.0018829	0.0000221	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0050759	0.0018397	-0.0000097	중+토압+온도하중
	COMBO 3	0.0046871	0.0018397	0.0004226	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0058888	0.0026360	0.0001169	+토압+온도하중(
	COMBO 5	0.0054031	0.0024110	0.0000715	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0056365	0.0024110	0.0006771	지진하중+온도하
계수하중	COMBO 1	0.0095720	0.0025975	0.0001475	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0087905	0.0025046	0.0001030	+토압+온도하중(
	COMBO 3	0.0046871	0.0018397	0.0004226	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0100355	0.0037311	0.0002813	토압+온도하중(1+
	COMBO 5	0.0092164	0.0032473	0.0002089	토압+온도하중(1+3
	COMBO 6	0.0056365	0.0024110	0.0006771	지진하중+온도하

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.889 ㎜ ≤ 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0055432	0.0019420	0.0000221	427.270	108.446	-145.759
	2	0.0055432	0.0019132	0.0000221	420.945	108.446	-145.759
	3	0.0055432	0.0018845	0.0000221	414.620	108.446	-145.759
	4	0.0055432	0.0018557	0.0000221	408.295	108.446	-145.759
	5	0.0055432	0.0017993	0.0000221	395.888	108.446	-145.759
COMBO 2	1	0.0050759	0.0018138	-0.0000097	399.081	100.100	-135.622
	2	0.0050759	0.0018264	-0.0000097	401.853	100.100	-135.622
	3	0.0050759	0.0018390	-0.0000097	404.625	100.100	-135.622
	4	0.0050759	0.0018516	-0.0000097	407.397	100.100	-135.622
	5	0.0050759	0.0018763	-0.0000097	412.835	100.100	-135.622
COMBO 3	1	0.0046871	0.0029683	0.0004226	653.087	147.151	-145.867
	2	0.0046871	0.0024189	0.0004226	532.205	147.151	-145.867
	3	0.0046871	0.0018695	0.0004226	411.322	147.151	-145.867
	4	0.0046871	0.0013201	0.0004226	290.440	147.151	-145.867
	5	0.0046871	0.0002424	0.0004226	53.324	147.151	-145.867
COMBO 4	1	0.0058888	0.0029482	0.0001169	648.665	112.724	-148.135
	2	0.0058888	0.0027962	0.0001169	615.227	112.724	-148.135
	3	0.0058888	0.0026442	0.0001169	581.789	112.724	-148.135
	4	0.0058888	0.0024923	0.0001169	548.351	112.724	-148.135
	5	0.0058888	0.0021942	0.0001169	482.762	112.724	-148.135
COMBO 5	1	0.0054031	0.0026020	0.0000715	572.483	104.378	-138.486
	2	0.0054031	0.0025090	0.0000715	552.031	104.378	-138.486
	3	0.0054031	0.0024160	0.0000715	531.578	104.378	-138.486
	4	0.0054031	0.0023231	0.0000715	511.125	104.378	-138.486
	5	0.0054031	0.0021407	0.0000715	471.007	104.378	-138.486
COMBO 6	1	0.0056365	0.0042190	0.0006771	928.268	170.379	-160.729
	2	0.0056365	0.0033388	0.0006771	734.613	170.379	-160.729
	3	0.0056365	0.0024587	0.0006771	540.959	170.379	-160.729
	4	0.0056365	0.0015785	0.0006771	347.304	170.379	-160.729
	5	0.0056365	-0.0001480	0.0006771	-32.557	170.379	-160.729

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0095720	0.0029914	0.0001475	658.159	184.359	-243.842
	2	0.0095720	0.0027996	0.0001475	615.969	184.359	-243.842
	3	0.0095720	0.0026078	0.0001475	573.779	184.359	-243.842
	4	0.0095720	0.0024161	0.0001475	531.589	184.359	-243.842
	5	0.0095720	0.0020400	0.0001475	448.831	184.359	-243.842
COMBO 2	1	0.0087905	0.0027797	0.0001030	611.600	170.170	-226.264
	2	0.0087905	0.0026458	0.0001030	582.130	170.170	-226.264
	3	0.0087905	0.0025119	0.0001030	552.660	170.170	-226.264
	4	0.0087905	0.0023779	0.0001030	523.191	170.170	-226.264
	5	0.0087905	0.0021152	0.0001030	465.384	170.170	-226.264
COMBO 3	1	0.0046871	0.0029683	0.0004226	653.087	147.151	-145.867
	2	0.0046871	0.0024189	0.0004226	532.205	147.151	-145.867
	3	0.0046871	0.0018695	0.0004226	411.322	147.151	-145.867
	4	0.0046871	0.0013201	0.0004226	290.440	147.151	-145.867
	5	0.0046871	0.0002424	0.0004226	53.324	147.151	-145.867
COMBO 4	1	0.0100355	0.0044823	0.0002813	986.200	189.920	-246.550
	2	0.0100355	0.0041166	0.0002813	905.734	189.920	-246.550
	3	0.0100355	0.0037509	0.0002813	825.268	189.920	-246.550
	4	0.0100355	0.0033851	0.0002813	744.803	189.920	-246.550
	5	0.0100355	0.0026678	0.0002813	586.966	189.920	-246.550
COMBO 5	1	0.0092164	0.0038052	0.0002089	837.230	175.731	-229.975
	2	0.0092164	0.0035336	0.0002089	777.467	175.731	-229.975
	3	0.0092164	0.0032620	0.0002089	717.705	175.731	-229.975
	4	0.0092164	0.0029904	0.0002089	657.942	175.731	-229.975
	5	0.0092164	0.0024576	0.0002089	540.716	175.731	-229.975
COMBO 6	1	0.0056365	0.0042190	0.0006771	928.268	170.379	-160.729
	2	0.0056365	0.0033388	0.0006771	734.613	170.379	-160.729
	3	0.0056365	0.0024587	0.0006771	540.959	170.379	-160.729
	4	0.0056365	0.0015785	0.0006771	347.304	170.379	-160.729
	5	0.0056365	-0.0001480	0.0006771	-32.557	170.379	-160.729

▣ 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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.670	0	427.270	108.446	-145.759	11
	2	1.370	0	420.945	108.446	-145.759	11
	3	0.070	0	414.620	108.446	-145.759	9
	4	-1.230	0	408.295	108.446	-145.759	9
	5	-3.780	0	395.888	108.446	-145.759	9
	계			20299.590	5313.871	-5968.080	49
COMBO 2	1	2.670	0	399.081	100.100	-135.622	11
	2	1.370	0	401.853	100.100	-135.622	11
	3	0.070	0	404.625	100.100	-135.622	9
	4	-1.230	0	407.397	100.100	-135.622	9
	5	-3.780	0	412.835	100.100	-135.622	9
	계			19833.982	4904.891	-7160.068	49
COMBO 3	1	2.670	0	653.087	147.151	-145.867	11
	2	1.370	0	532.205	147.151	-145.867	11
	3	0.070	0	411.322	147.151	-145.867	9
	4	-1.230	0	290.440	147.151	-145.867	9
	5	-3.780	0	53.324	147.151	-145.867	9
	계			19833.982	7210.380	15292.000	49
COMBO 4	1	2.670	0	648.665	112.724	-148.135	11
	2	1.370	0	615.227	112.724	-148.135	11
	3	0.070	0	581.789	112.724	-148.135	9
	4	-1.230	0	548.351	112.724	-148.135	9
	5	-3.780	0	482.762	112.724	-148.135	9
	계			28418.938	5523.483	-1051.501	49
COMBO 5	1	2.670	0	572.483	104.378	-138.486	11
	2	1.370	0	552.031	104.378	-138.486	11
	3	0.070	0	531.578	104.378	-138.486	9
	4	-1.230	0	511.125	104.378	-138.486	9
	5	-3.780	0	471.007	104.378	-138.486	9
	계			25993.045	5114.503	-2989.200	49
COMBO 6	1	2.670	0	928.268	170.379	-160.729	11
	2	1.370	0	734.613	170.379	-160.729	11
	3	0.070	0	540.959	170.379	-160.729	9
	4	-1.230	0	347.304	170.379	-160.729	9
	5	-3.780	0	-32.557	170.379	-160.729	9
	계			25993.045	8348.578	28072.488	49

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.670	0	658.159	184.359	-243.842	11
	2	1.370	0	615.969	184.359	-243.842	11
	3	0.070	0	573.779	184.359	-243.842	9
	4	-1.230	0	531.589	184.359	-243.842	9
	5	-3.780	0	448.831	184.359	-243.842	9
	계			28003.212	9033.580	-4116.472	49
COMBO 2	1	2.670	0	611.600	170.170	-226.264	11
	2	1.370	0	582.130	170.170	-226.264	11
	3	0.070	0	552.660	170.170	-226.264	9
	4	-1.230	0	523.191	170.170	-226.264	9
	5	-3.780	0	465.384	170.170	-226.264	9
	계			27002.154	8338.314	-5616.448	49
COMBO 3	1	2.670	0	653.087	147.151	-145.867	11
	2	1.370	0	532.205	147.151	-145.867	11
	3	0.070	0	411.322	147.151	-145.867	9
	4	-1.230	0	290.440	147.151	-145.867	9
	5	-3.780	0	53.324	147.151	-145.867	9
	계			19833.982	7210.380	15292.000	49
COMBO 4	1	2.670	0	986.200	189.920	-246.550	11
	2	1.370	0	905.734	189.920	-246.550	11
	3	0.070	0	825.268	189.920	-246.550	9
	4	-1.230	0	744.803	189.920	-246.550	9
	5	-3.780	0	586.966	189.920	-246.550	9
	계			40224.606	9306.076	2855.947	49
COMBO 5	1	2.670	0	837.230	175.731	-229.975	11
	2	1.370	0	777.467	175.731	-229.975	11
	3	0.070	0	717.705	175.731	-229.975	9
	4	-1.230	0	657.942	175.731	-229.975	9
	5	-3.780	0	540.716	175.731	-229.975	9
	계			35008.936	8610.810	-175.045	49
COMBO 6	1	2.670	0	928.268	170.379	-160.729	11
	2	1.370	0	734.613	170.379	-160.729	11
	3	0.070	0	540.959	170.379	-160.729	9
	4	-1.230	0	347.304	170.379	-160.729	9
	5	-3.780	0	-32.557	170.379	-160.729	9
	계			25993.045	8348.578	28072.488	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

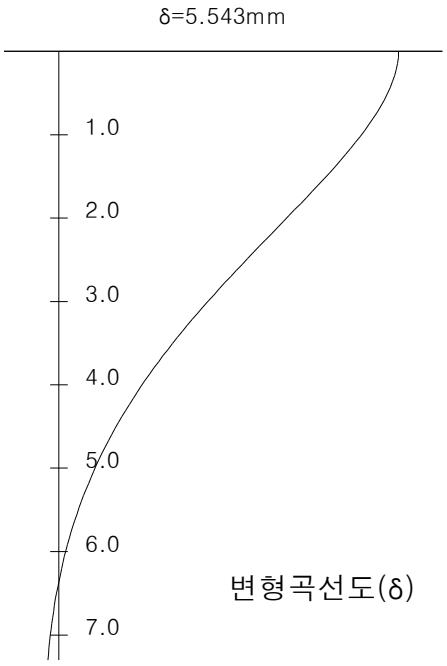
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

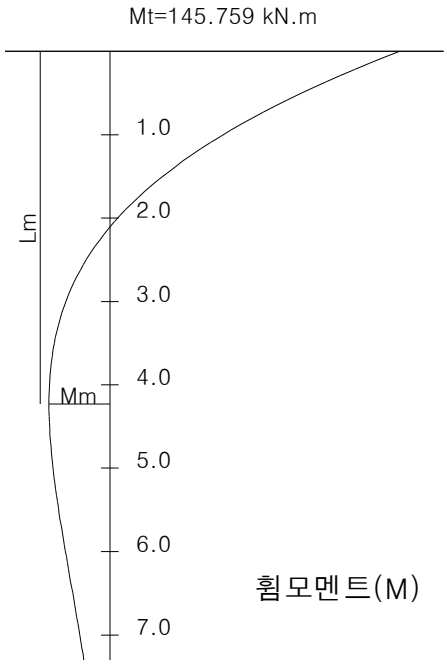
- 최대모멘트 및 깊이 : -30.631 kN.m, 4.231 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.543 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.543 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	145.759	-108.446	5.543	
0.487	97.732	-89.024	5.375	
0.973	58.936	-70.654	4.967	
1.460	28.680	-54.012	4.413	
1.947	6.021	-39.478	3.788	
2.433	-10.112	-27.201	3.146	
2.920	-20.819	-17.164	2.528	
3.407	-27.160	-9.232	1.960	
3.893	-30.113	-3.199	1.458	
4.380	-30.542	1.183	1.029	
4.867	-29.187	4.176	0.673	
5.353	-26.661	6.037	0.389	
5.840	-23.455	7.009	0.170	
6.327	-19.948	7.307	0.007	
6.813	-16.421	7.119	-0.106	
7.300	-13.072	6.603	-0.180	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

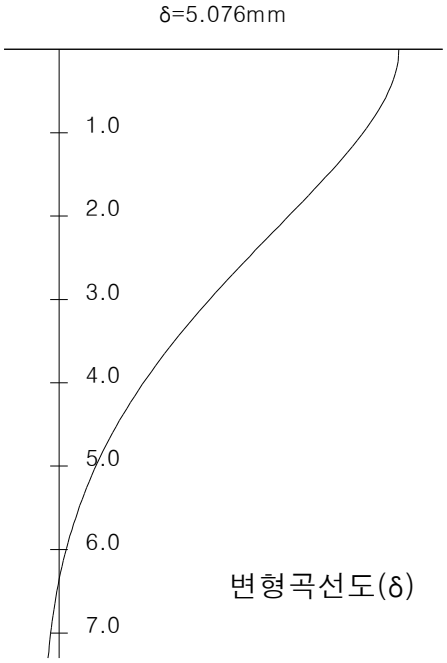
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

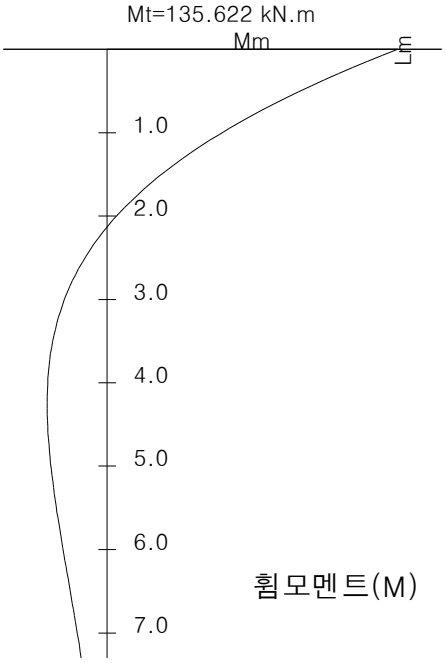
- 최대모멘트 및 깊이 : 135.622 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.076 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.076 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	135.622	-100.100	5.076	
0.487	91.261	-82.292	4.934	
0.973	55.372	-65.413	4.568	
1.460	27.337	-50.095	4.065	
1.947	6.300	-36.697	3.494	
2.433	-8.716	-25.362	2.907	
2.920	-18.720	-16.082	2.339	
3.407	-24.684	-8.737	1.817	
3.893	-27.508	-3.141	1.354	
4.380	-27.988	0.934	0.958	
4.867	-26.807	3.726	0.630	
5.353	-24.531	5.471	0.367	
5.840	-21.615	6.393	0.163	
6.327	-18.410	6.689	0.012	
6.813	-15.178	6.534	-0.093	
7.300	-12.100	6.072	-0.162	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

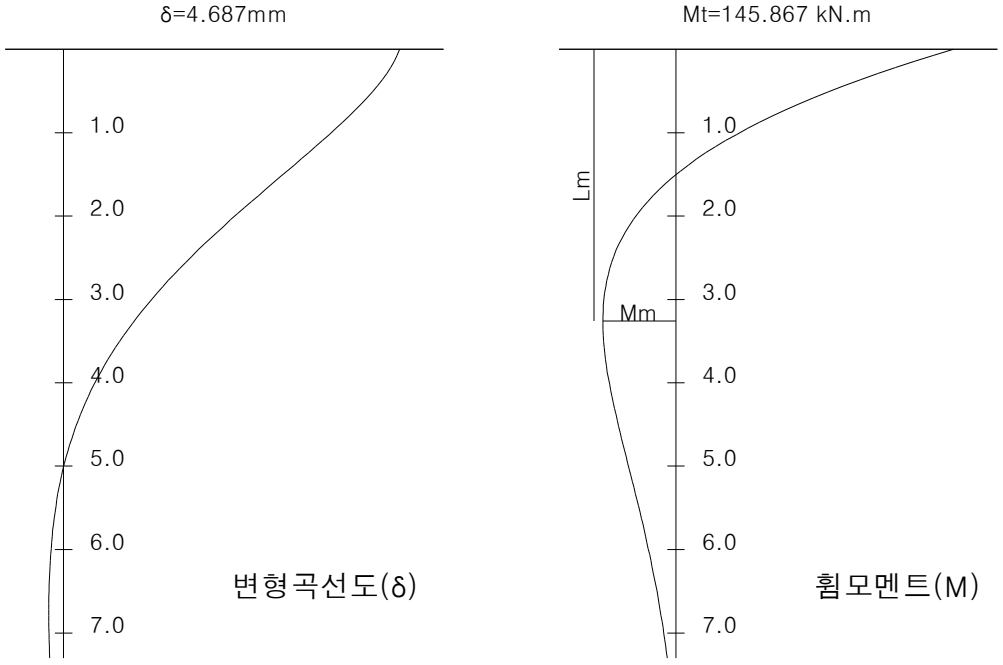
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -38.407 kN.m, 3.258 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.687 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.687 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	145.867	-147.151	4.687	
0.487	82.757	-112.662	4.331	
0.973	35.623	-81.751	3.769	
1.460	2.423	-55.515	3.118	
1.947	-19.229	-34.307	2.459	
2.433	-31.760	-17.971	1.845	
2.920	-37.436	-6.035	1.307	
3.407	-38.244	2.145	0.859	
3.893	-35.844	7.270	0.503	
4.380	-31.552	10.028	0.235	
4.867	-26.365	11.045	0.044	
5.353	-20.996	10.858	-0.083	
5.840	-15.920	9.908	-0.159	
6.327	-11.420	8.536	-0.196	
6.813	-7.638	6.996	-0.205	
7.300	-4.609	5.466	-0.195	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

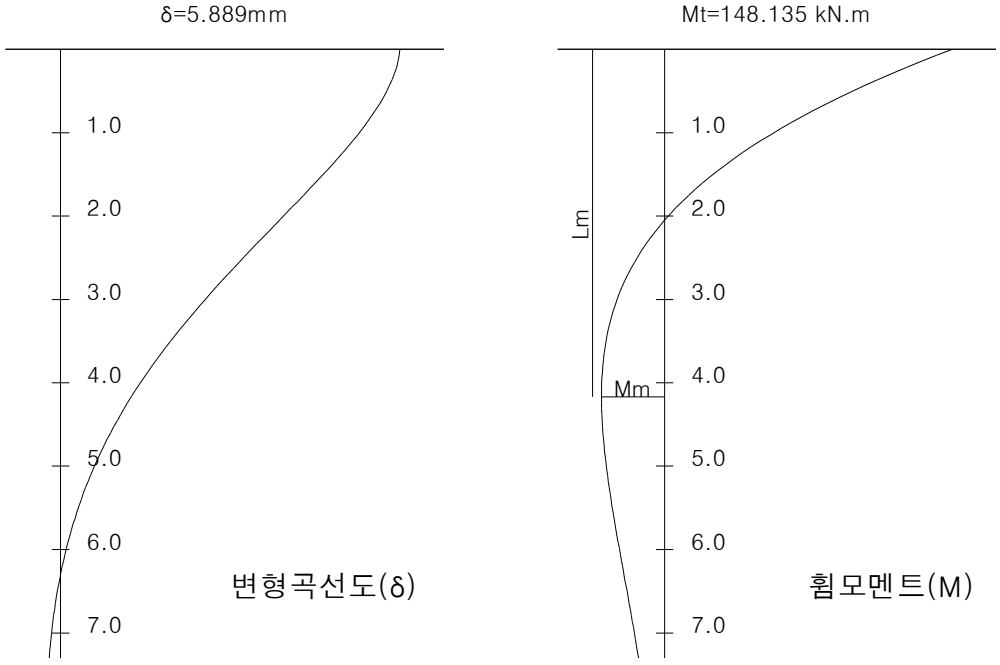
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -32.564 kN.m, 4.171 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.889 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.889 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	148.135	-112.724	5.889	
0.487	98.310	-92.162	5.672	
0.973	58.229	-72.827	5.214	
1.460	27.115	-55.395	4.612	
1.947	3.941	-40.234	3.943	
2.433	-12.438	-27.479	3.262	
2.920	-23.190	-17.093	2.610	
3.407	-29.434	-8.922	2.015	
3.893	-32.197	-2.739	1.490	
4.380	-32.380	1.723	1.043	
4.867	-30.754	4.742	0.675	
5.353	-27.954	6.591	0.381	
5.840	-24.487	7.524	0.156	
6.327	-20.742	7.768	-0.009	
6.813	-17.006	7.517	-0.125	
7.300	-13.479	6.935	-0.198	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

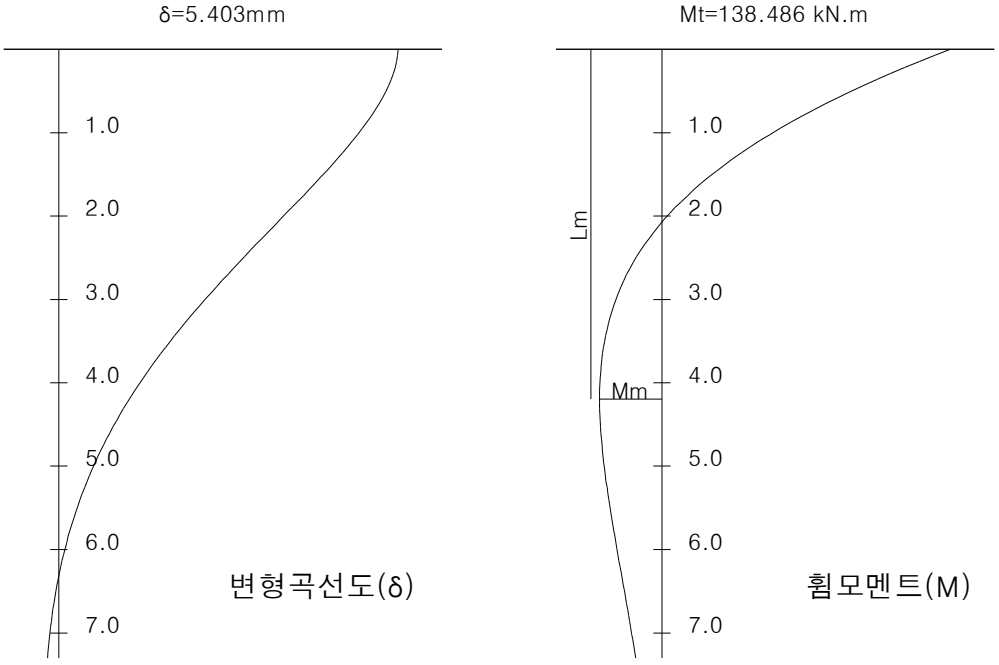
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.866 kN.m, 4.196 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.403 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.403 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	138.486	-104.378	5.403	
0.487	92.313	-85.484	5.219	
0.973	55.104	-67.675	4.808	
1.460	26.162	-51.586	4.261	
1.947	4.556	-37.569	3.649	
2.433	-10.763	-25.755	3.024	
2.920	-20.866	-16.120	2.424	
3.407	-26.784	-8.525	1.874	
3.893	-29.462	-2.765	1.390	
4.380	-29.734	1.402	0.976	
4.867	-28.314	4.234	0.635	
5.353	-25.790	5.980	0.362	
5.840	-22.632	6.874	0.153	
6.327	-19.203	7.125	-0.002	
6.813	-15.772	6.915	-0.110	
7.300	-12.523	6.393	-0.179	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

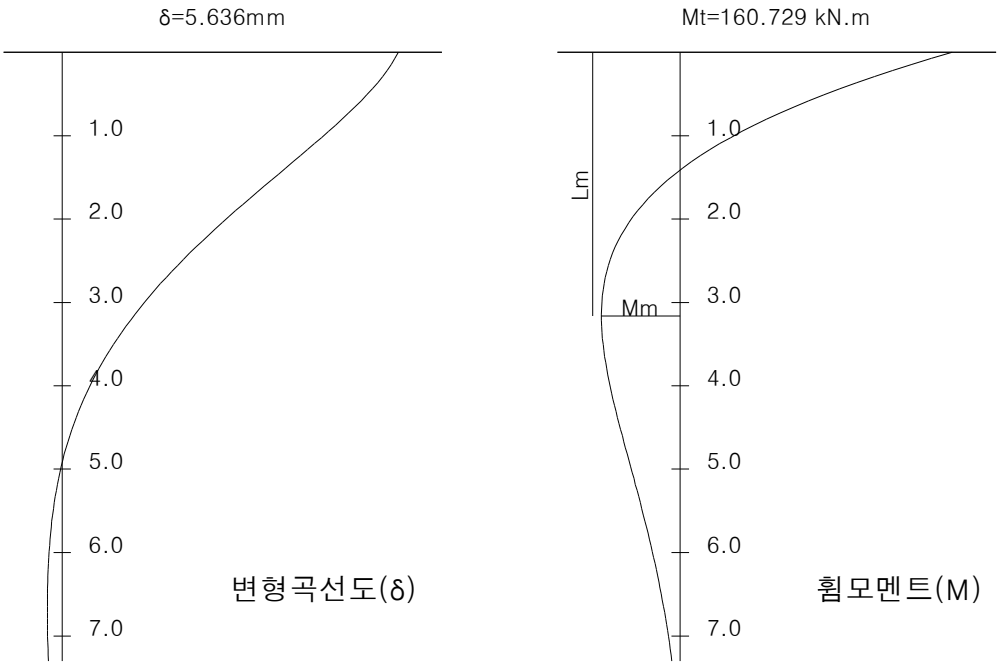
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.647 kN.m, 3.164 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.636 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.636 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	160.729	-170.379	5.636	
0.487	87.991	-129.175	5.143	
0.973	34.232	-92.658	4.430	
1.460	-3.145	-61.964	3.631	
1.947	-27.074	-37.381	2.836	
2.433	-40.477	-18.628	2.106	
2.920	-46.050	-5.078	1.473	
3.407	-46.133	4.072	0.951	
3.893	-42.662	9.677	0.540	
4.380	-37.156	12.561	0.234	
4.867	-30.756	13.466	0.018	
5.353	-24.267	13.022	-0.123	
5.840	-18.216	11.740	-0.205	
6.327	-12.911	10.013	-0.242	
6.813	-8.494	8.132	-0.248	
7.300	-4.989	6.293	-0.233	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

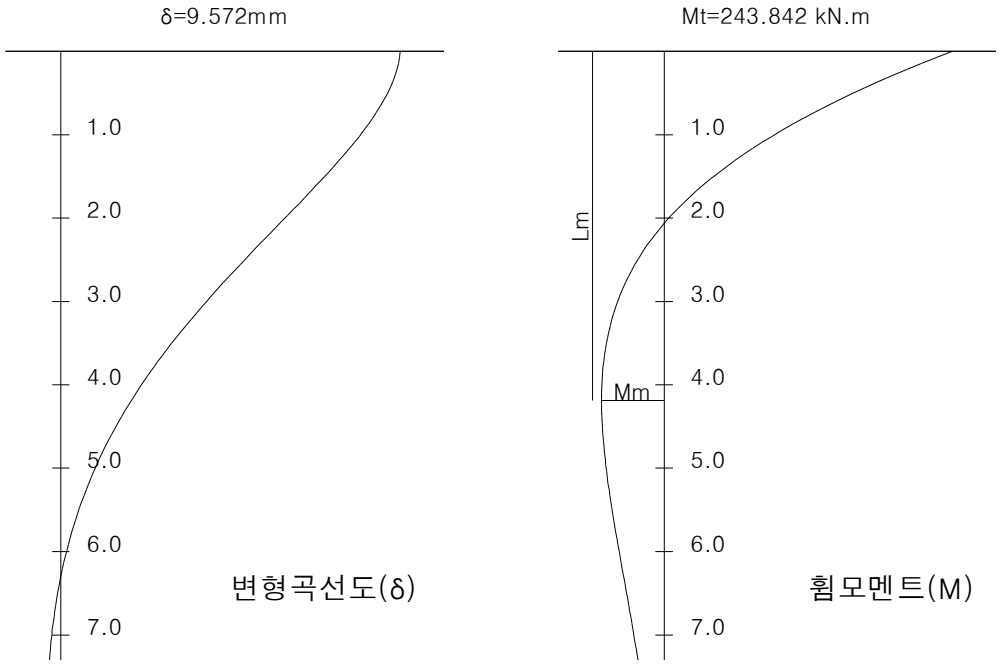
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -52.916 kN.m, 4.188 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.572 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.572 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	243.842	-184.359	9.572	
0.487	162.310	-150.904	9.238	
0.973	96.643	-119.393	8.504	
1.460	45.601	-90.946	7.532	
1.947	7.524	-66.175	6.446	
2.433	-19.445	-45.311	5.339	
2.920	-37.206	-28.303	4.277	
3.407	-47.580	-14.905	3.306	
3.893	-52.240	-4.752	2.448	
4.380	-52.662	2.588	1.718	
4.867	-50.104	7.569	1.115	
5.353	-45.606	10.633	0.635	
5.840	-39.998	12.195	0.265	
6.327	-33.920	12.624	-0.007	
6.813	-27.843	12.239	-0.197	
7.300	-22.095	11.308	-0.319	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

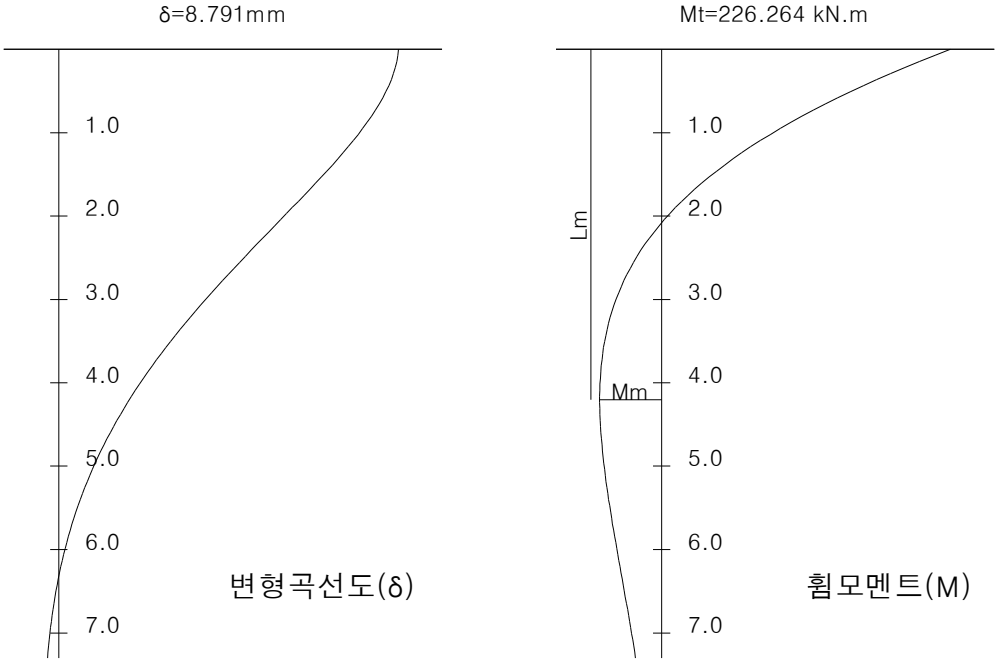
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -48.587 kN.m, 4.202 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.791 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.791 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	226.264	-170.170	8.791	
0.487	150.973	-139.421	8.497	
0.973	90.274	-110.421	7.831	
1.460	43.042	-84.210	6.943	
1.947	7.762	-61.365	5.947	
2.433	-17.269	-42.104	4.931	
2.920	-33.796	-26.388	3.955	
3.407	-43.494	-13.996	3.059	
3.893	-47.904	-4.593	2.269	
4.380	-48.385	2.215	1.595	
4.867	-46.101	6.844	1.038	
5.353	-42.011	9.703	0.594	
5.840	-36.882	11.172	0.252	
6.327	-31.307	11.591	-0.001	
6.813	-25.722	11.256	-0.177	
7.300	-20.433	10.413	-0.290	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

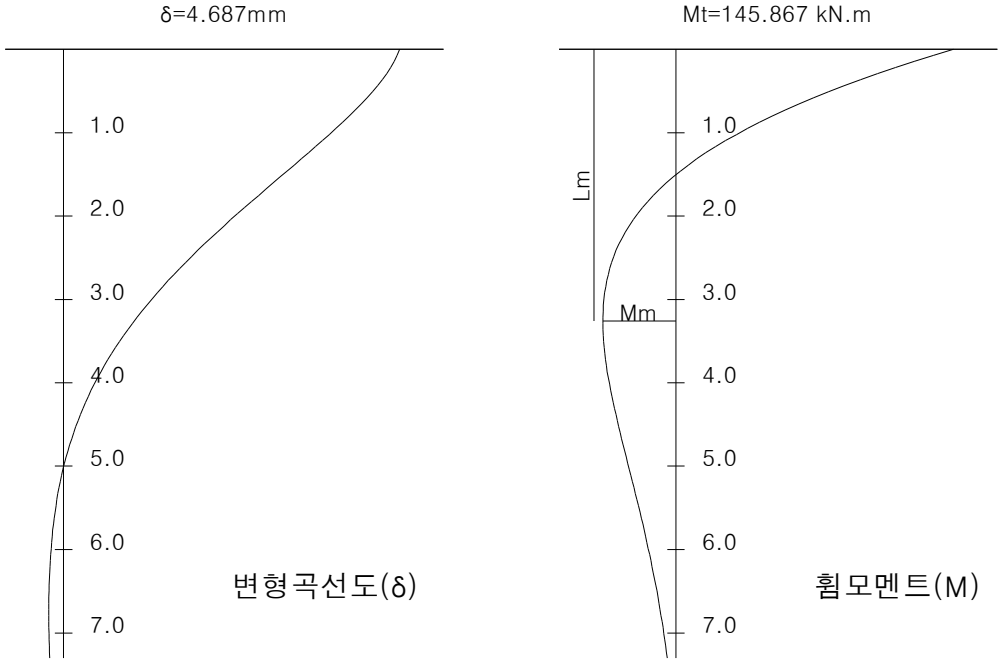
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -38.407 kN.m, 3.258 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.687 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.687 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	145.867	-147.151	4.687	
0.487	82.757	-112.662	4.331	
0.973	35.623	-81.751	3.769	
1.460	2.423	-55.515	3.118	
1.947	-19.229	-34.307	2.459	
2.433	-31.760	-17.971	1.845	
2.920	-37.436	-6.035	1.307	
3.407	-38.244	2.145	0.859	
3.893	-35.844	7.270	0.503	
4.380	-31.552	10.028	0.235	
4.867	-26.365	11.045	0.044	
5.353	-20.996	10.858	-0.083	
5.840	-15.920	9.908	-0.159	
6.327	-11.420	8.536	-0.196	
6.813	-7.638	6.996	-0.205	
7.300	-4.609	5.466	-0.195	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

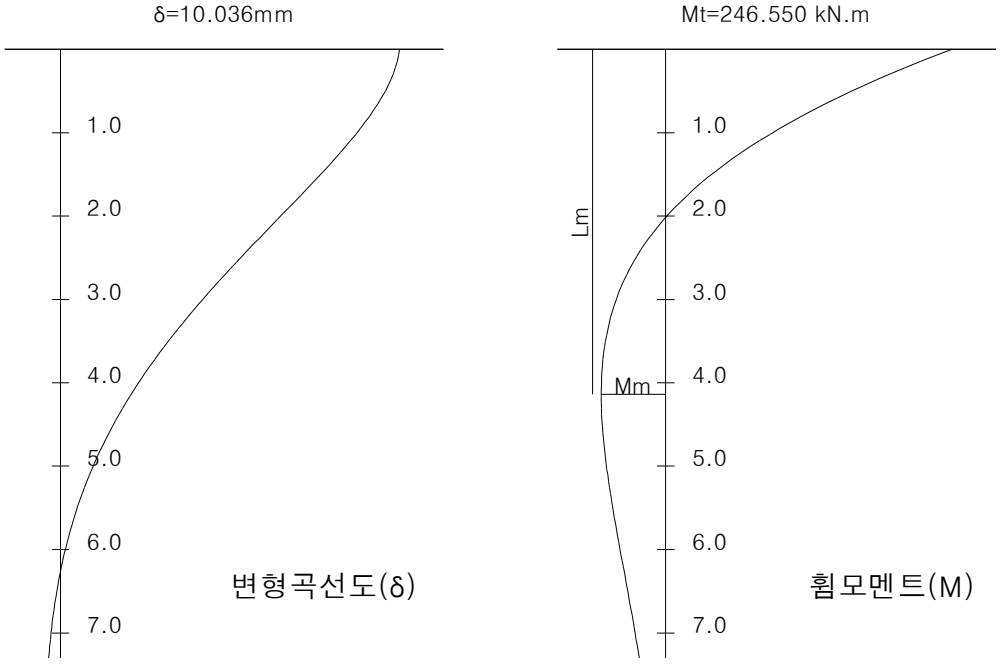
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -55.538 kN.m, 4.139 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.036 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.036 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	246.550	-189.920	10.036	
0.487	162.692	-154.942	9.634	
0.973	95.382	-122.149	8.832	
1.460	43.261	-92.658	7.794	
1.947	4.560	-67.068	6.648	
2.433	-22.685	-45.583	5.488	
2.920	-40.463	-28.127	4.382	
3.407	-50.672	-14.427	3.373	
3.893	-55.050	-4.088	2.487	
4.380	-55.123	3.346	1.734	
4.867	-52.188	8.350	1.114	
5.353	-47.314	11.389	0.622	
5.840	-41.352	12.892	0.245	
6.327	-34.953	13.242	-0.032	
6.813	-28.596	12.769	-0.223	
7.300	-22.613	11.748	-0.344	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

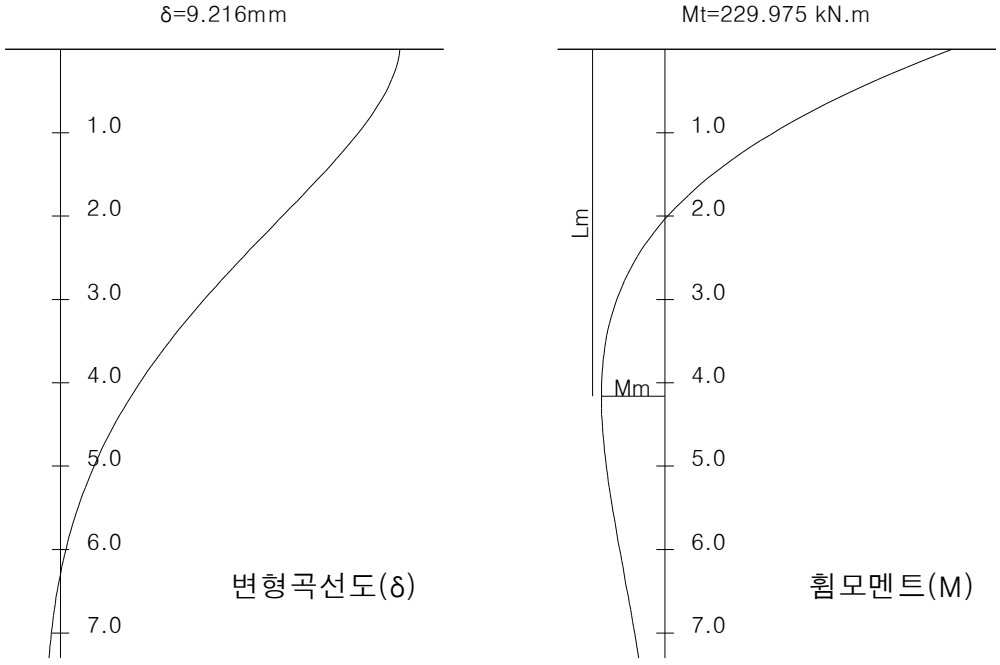
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -50.977 kN.m, 4.160 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.216 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.216 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	229.975	-175.731	9.216	
0.487	152.329	-143.570	8.867	
0.973	89.914	-113.359	8.144	
1.460	41.504	-86.145	7.198	
1.947	5.486	-62.495	6.148	
2.433	-19.937	-42.612	5.083	
2.920	-36.592	-26.435	4.064	
3.407	-46.229	-13.717	3.134	
3.893	-50.447	-4.103	2.315	
4.380	-50.658	2.826	1.618	
4.867	-48.061	7.507	1.045	
5.353	-43.647	10.365	0.588	
5.840	-38.204	11.798	0.238	
6.327	-32.337	12.158	-0.020	
6.813	-26.494	11.751	-0.198	
7.300	-20.982	10.831	-0.312	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

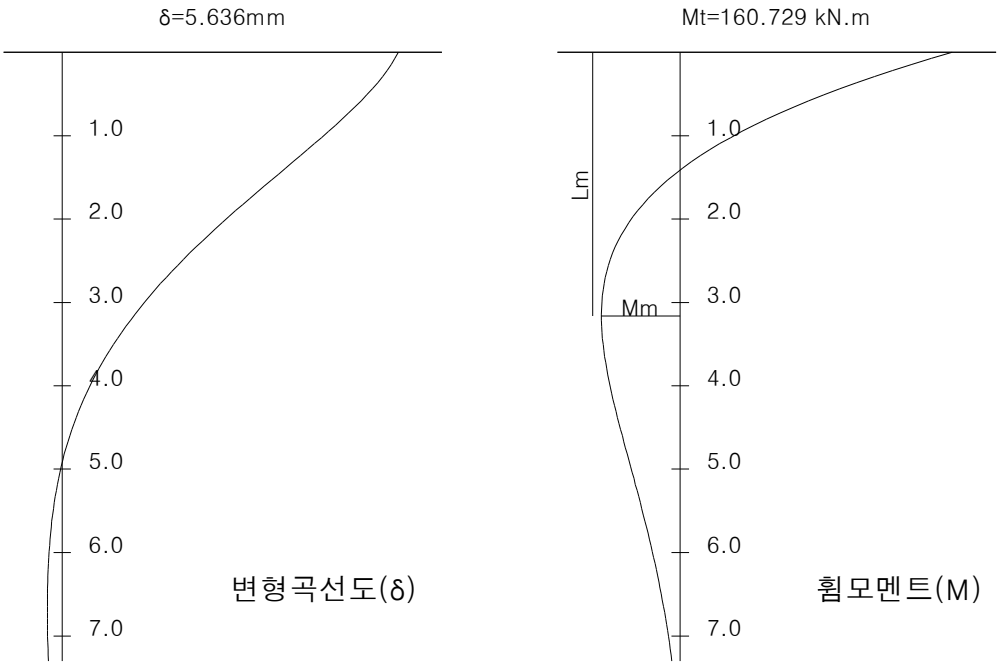
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.647 kN.m, 3.164 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.636 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.636 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	160.729	-170.379	5.636	
0.487	87.991	-129.175	5.143	
0.973	34.232	-92.658	4.430	
1.460	-3.145	-61.964	3.631	
1.947	-27.074	-37.381	2.836	
2.433	-40.477	-18.628	2.106	
2.920	-46.050	-5.078	1.473	
3.407	-46.133	4.072	0.951	
3.893	-42.662	9.677	0.540	
4.380	-37.156	12.561	0.234	
4.867	-30.756	13.466	0.018	
5.353	-24.267	13.022	-0.123	
5.840	-18.216	11.740	-0.205	
6.327	-12.911	10.013	-0.242	
6.813	-8.494	8.132	-0.248	
7.300	-4.989	6.293	-0.233	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9834.935	17454.193	$2EI\beta^3$	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

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481911.8	855255.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10781015.2	10781015.2
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	53095309.7	53095309.7
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		δx(m)	δy(m)	α(rad)	비 고
사용하중	COMBO 1	0.0110266	0.0018829	-0.0001124	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0101780	0.0018397	-0.0001349	중+토압+온도하중
	COMBO 3	0.0084307	0.0018397	0.0002880	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0114616	0.0026360	-0.0000198	+토압+온도하중(
	COMBO 5	0.0106129	0.0024110	-0.0000563	토압+온도하중(1+
	COMBO 6	0.0097615	0.0024110	0.0005287	지진하중+온도하
계수하중	COMBO 1	0.0187453	0.0025975	-0.0000775	하중+토압+온도하
	COMBO 2	0.0173026	0.0025046	-0.0001058	+토압+온도하중(
	COMBO 3	0.0084307	0.0018397	0.0002880	압+지진하중+온도
	COMBO 4	0.0193107	0.0037311	0.0000538	토압+온도하중(1+
	COMBO 5	0.0178680	0.0032473	-0.0000033	토압+온도하중(1+3
	COMBO 6	0.0097615	0.0024110	0.0005287	지진하중+온도하

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 11.462 ㎜ ≤ 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 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0110266	0.0015827	-0.0001124	348.235	108.446	0.000
	2	0.0110266	0.0017289	-0.0001124	380.386	108.446	0.000
	3	0.0110266	0.0018750	-0.0001124	412.536	108.446	0.000
	4	0.0110266	0.0020211	-0.0001124	444.686	108.446	0.000
	5	0.0110266	0.0023077	-0.0001124	507.751	108.446	0.000
COMBO 2	1	0.0101780	0.0014796	-0.0001349	325.543	100.100	0.000
	2	0.0101780	0.0016549	-0.0001349	364.114	100.100	0.000
	3	0.0101780	0.0018302	-0.0001349	402.686	100.100	0.000
	4	0.0101780	0.0020055	-0.0001349	441.258	100.100	0.000
	5	0.0101780	0.0023494	-0.0001349	516.917	100.100	0.000
COMBO 3	1	0.0084307	0.0026088	0.0002880	573.994	147.151	0.000
	2	0.0084307	0.0022344	0.0002880	491.616	147.151	0.000
	3	0.0084307	0.0018600	0.0002880	409.237	147.151	0.000
	4	0.0084307	0.0014856	0.0002880	326.858	147.151	0.000
	5	0.0084307	0.0007512	0.0002880	165.269	147.151	0.000
COMBO 4	1	0.0114616	0.0025831	-0.0000198	568.343	112.724	0.000
	2	0.0114616	0.0026089	-0.0000198	574.007	112.724	0.000
	3	0.0114616	0.0026346	-0.0000198	579.672	112.724	0.000
	4	0.0114616	0.0026604	-0.0000198	585.336	112.724	0.000
	5	0.0114616	0.0027109	-0.0000198	596.447	112.724	0.000
COMBO 5	1	0.0106129	0.0022607	-0.0000563	497.392	104.378	0.000
	2	0.0106129	0.0023338	-0.0000563	513.495	104.378	0.000
	3	0.0106129	0.0024070	-0.0000563	529.598	104.378	0.000
	4	0.0106129	0.0024802	-0.0000563	545.701	104.378	0.000
	5	0.0106129	0.0026238	-0.0000563	577.288	104.378	0.000
COMBO 6	1	0.0097615	0.0038229	0.0005287	841.116	170.379	0.000
	2	0.0097615	0.0031356	0.0005287	689.889	170.379	0.000
	3	0.0097615	0.0024482	0.0005287	538.661	170.379	0.000
	4	0.0097615	0.0017609	0.0005287	387.433	170.379	0.000
	5	0.0097615	0.0004127	0.0005287	90.794	170.379	0.000

- 계수하중 하중조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0187453	0.0023904	-0.0000775	525.942	184.359	0.000
	2	0.0187453	0.0024912	-0.0000775	548.117	184.359	0.000
	3	0.0187453	0.0025920	-0.0000775	570.293	184.359	0.000
	4	0.0187453	0.0026928	-0.0000775	592.469	184.359	0.000
	5	0.0187453	0.0028905	-0.0000775	635.967	184.359	0.000
COMBO 2	1	0.0173026	0.0022221	-0.0001058	488.914	170.170	0.000
	2	0.0173026	0.0023596	-0.0001058	519.170	170.170	0.000
	3	0.0173026	0.0024972	-0.0001058	549.426	170.170	0.000
	4	0.0173026	0.0026347	-0.0001058	579.682	170.170	0.000
	5	0.0173026	0.0029044	-0.0001058	639.030	170.170	0.000
COMBO 3	1	0.0084307	0.0026088	0.0002880	573.994	147.151	0.000
	2	0.0084307	0.0022344	0.0002880	491.616	147.151	0.000
	3	0.0084307	0.0018600	0.0002880	409.237	147.151	0.000
	4	0.0084307	0.0014856	0.0002880	326.858	147.151	0.000
	5	0.0084307	0.0007512	0.0002880	165.269	147.151	0.000
COMBO 4	1	0.0193107	0.0038747	0.0000538	852.514	189.920	0.000
	2	0.0193107	0.0038048	0.0000538	837.129	189.920	0.000
	3	0.0193107	0.0037348	0.0000538	821.744	189.920	0.000
	4	0.0193107	0.0036649	0.0000538	806.358	189.920	0.000
	5	0.0193107	0.0035278	0.0000538	776.180	189.920	0.000
COMBO 5	1	0.0178680	0.0032385	-0.0000033	712.531	175.731	0.000
	2	0.0178680	0.0032428	-0.0000033	713.474	175.731	0.000
	3	0.0178680	0.0032470	-0.0000033	714.417	175.731	0.000
	4	0.0178680	0.0032513	-0.0000033	715.360	175.731	0.000
	5	0.0178680	0.0032597	-0.0000033	717.210	175.731	0.000
COMBO 6	1	0.0097615	0.0038229	0.0005287	841.116	170.379	0.000
	2	0.0097615	0.0031356	0.0005287	689.889	170.379	0.000
	3	0.0097615	0.0024482	0.0005287	538.661	170.379	0.000
	4	0.0097615	0.0017609	0.0005287	387.433	170.379	0.000
	5	0.0097615	0.0004127	0.0005287	90.794	170.379	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 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.670	0	348.235	108.446	0.000	11
	2	1.370	0	380.386	108.446	0.000	11
	3	0.070	0	412.536	108.446	0.000	9
	4	-1.230	0	444.686	108.446	0.000	9
	5	-3.780	0	507.751	108.446	0.000	9
	계			20299.590	5313.871	0.000	49
COMBO 2	1	2.670	0	325.543	100.100	0.000	11
	2	1.370	0	364.114	100.100	0.000	11
	3	0.070	0	402.686	100.100	0.000	9
	4	-1.230	0	441.258	100.100	0.000	9
	5	-3.780	0	516.917	100.100	0.000	9
	계			19833.982	4904.891	0.000	49
COMBO 3	1	2.670	0	573.994	147.151	0.000	11
	2	1.370	0	491.616	147.151	0.000	11
	3	0.070	0	409.237	147.151	0.000	9
	4	-1.230	0	326.858	147.151	0.000	9
	5	-3.780	0	165.269	147.151	0.000	9
	계			19833.982	7210.380	0.000	49
COMBO 4	1	2.670	0	568.343	112.724	0.000	11
	2	1.370	0	574.007	112.724	0.000	11
	3	0.070	0	579.672	112.724	0.000	9
	4	-1.230	0	585.336	112.724	0.000	9
	5	-3.780	0	596.447	112.724	0.000	9
	계			28418.938	5523.483	0.000	49
COMBO 5	1	2.670	0	497.392	104.378	0.000	11
	2	1.370	0	513.495	104.378	0.000	11
	3	0.070	0	529.598	104.378	0.000	9
	4	-1.230	0	545.701	104.378	0.000	9
	5	-3.780	0	577.288	104.378	0.000	9
	계			25993.045	5114.503	0.000	49
COMBO 6	1	2.670	0	841.116	170.379	0.000	11
	2	1.370	0	689.889	170.379	0.000	11
	3	0.070	0	538.661	170.379	0.000	9
	4	-1.230	0	387.433	170.379	0.000	9
	5	-3.780	0	90.794	170.379	0.000	9
	계			25993.045	8348.578	0.000	49

- 계수하중 하중조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.670	0	525.942	184.359	0.000	11
	2	1.370	0	548.117	184.359	0.000	11
	3	0.070	0	570.293	184.359	0.000	9
	4	-1.230	0	592.469	184.359	0.000	9
	5	-3.780	0	635.967	184.359	0.000	9
	계			28003.212	9033.580	0.000	49
COMBO 2	1	2.670	0	488.914	170.170	0.000	11
	2	1.370	0	519.170	170.170	0.000	11
	3	0.070	0	549.426	170.170	0.000	9
	4	-1.230	0	579.682	170.170	0.000	9
	5	-3.780	0	639.030	170.170	0.000	9
	계			27002.154	8338.314	0.000	49
COMBO 3	1	2.670	0	573.994	147.151	0.000	11
	2	1.370	0	491.616	147.151	0.000	11
	3	0.070	0	409.237	147.151	0.000	9
	4	-1.230	0	326.858	147.151	0.000	9
	5	-3.780	0	165.269	147.151	0.000	9
	계			19833.982	7210.380	0.000	49
COMBO 4	1	2.670	0	852.514	189.920	0.000	11
	2	1.370	0	837.129	189.920	0.000	11
	3	0.070	0	821.744	189.920	0.000	9
	4	-1.230	0	806.358	189.920	0.000	9
	5	-3.780	0	776.180	189.920	0.000	9
	계			40224.606	9306.076	0.000	49
COMBO 5	1	2.670	0	712.531	175.731	0.000	11
	2	1.370	0	713.474	175.731	0.000	11
	3	0.070	0	714.417	175.731	0.000	9
	4	-1.230	0	715.360	175.731	0.000	9
	5	-3.780	0	717.210	175.731	0.000	9
	계			35008.936	8610.810	0.000	49
COMBO 6	1	2.670	0	841.116	170.379	0.000	11
	2	1.370	0	689.889	170.379	0.000	11
	3	0.070	0	538.661	170.379	0.000	9
	4	-1.230	0	387.433	170.379	0.000	9
	5	-3.780	0	90.794	170.379	0.000	9
	계			25993.045	8348.578	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

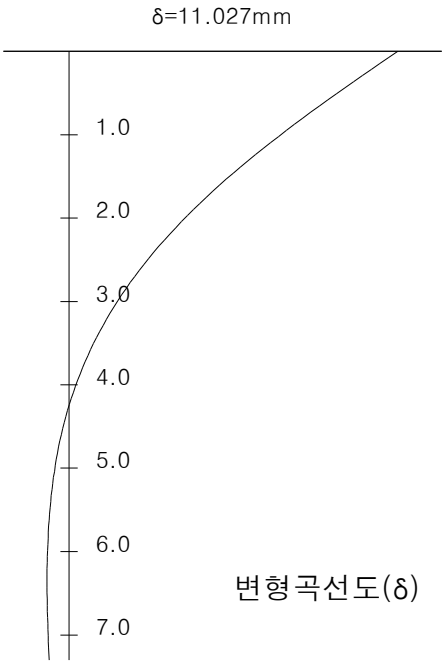
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

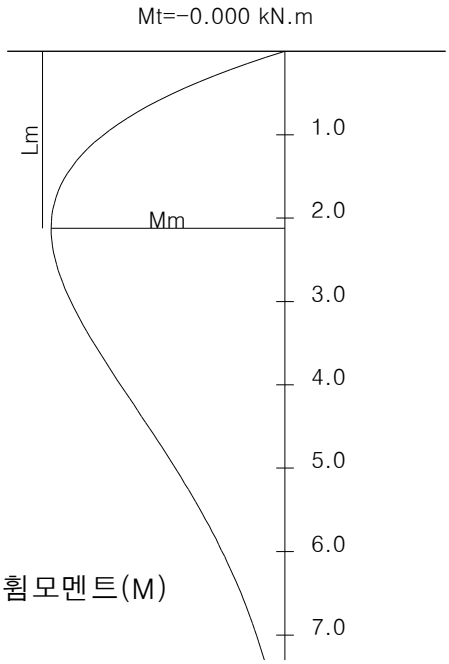
- 최대모멘트 및 깊이 : -94.497 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.027 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.027 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-108.446	11.027	
0.487	-43.843	-72.891	9.061	
0.973	-72.052	-44.140	7.199	
1.460	-87.829	-21.693	5.510	
1.947	-94.078	-4.859	4.033	
2.433	-93.342	7.147	2.785	
2.920	-87.773	15.135	1.763	
3.407	-79.134	19.888	0.955	
3.893	-68.822	22.127	0.339	
4.380	-57.901	22.490	-0.108	
4.867	-47.147	21.525	-0.415	
5.353	-37.092	19.686	-0.606	
5.840	-28.068	17.337	-0.707	
6.327	-20.253	14.760	-0.739	
6.813	-13.705	12.162	-0.721	
7.300	-8.394	9.692	-0.670	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

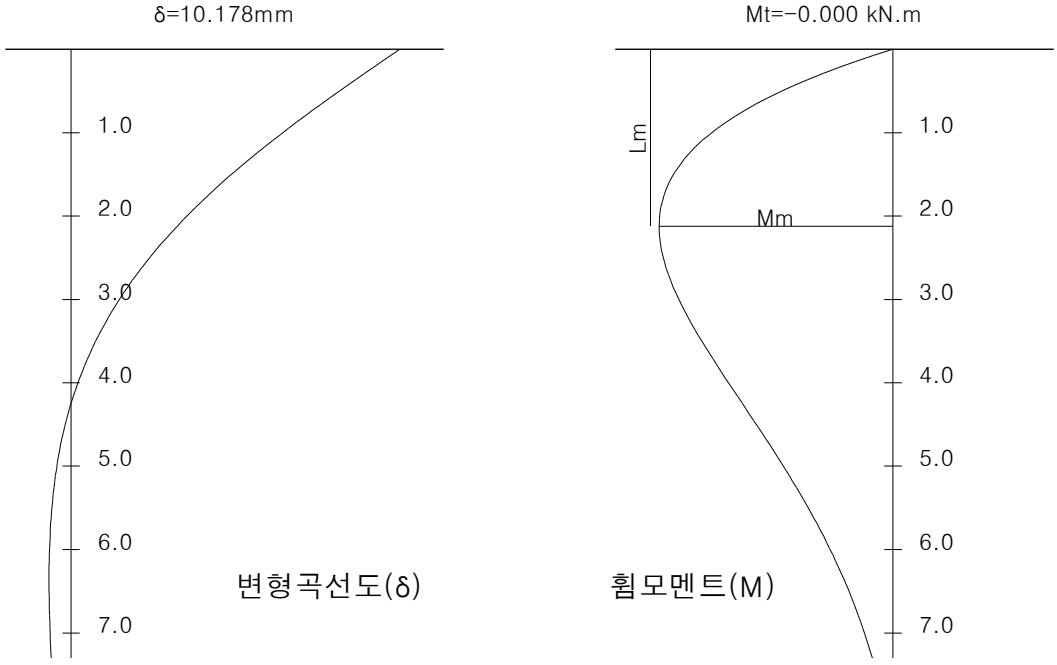
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.224 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.178 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.178 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-100.100	10.178	
0.487	-40.468	-67.281	8.363	
0.973	-66.507	-40.742	6.645	
1.460	-81.069	-20.023	5.086	
1.947	-86.837	-4.485	3.723	
2.433	-86.158	6.597	2.570	
2.920	-81.017	13.971	1.627	
3.407	-73.044	18.358	0.881	
3.893	-63.525	20.424	0.313	
4.380	-53.445	20.759	-0.100	
4.867	-43.519	19.868	-0.383	
5.353	-34.237	18.171	-0.560	
5.840	-25.908	16.003	-0.653	
6.327	-18.695	13.624	-0.682	
6.813	-12.650	11.226	-0.666	
7.300	-7.748	8.946	-0.618	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

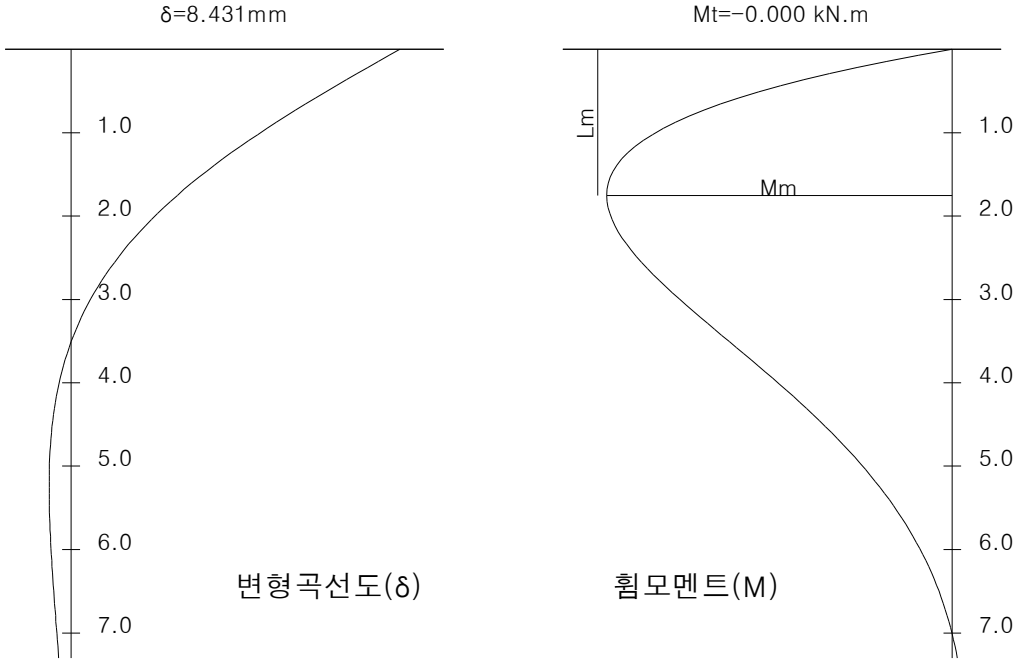
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -105.906 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.431 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.431 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-147.151	8.431	
0.487	-57.131	-89.935	6.619	
0.973	-89.706	-46.064	4.941	
1.460	-103.912	-14.176	3.479	
1.947	-105.156	7.527	2.268	
2.433	-97.923	20.985	1.311	
2.920	-85.762	28.083	0.592	
3.407	-71.343	30.526	0.082	
3.893	-56.566	29.773	-0.254	
4.380	-42.688	27.010	-0.452	
4.867	-30.452	23.159	-0.545	
5.353	-20.212	18.899	-0.564	
5.840	-12.046	14.700	-0.533	
6.327	-5.845	10.861	-0.472	
6.813	-1.388	7.549	-0.397	
7.300	1.599	4.830	-0.318	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

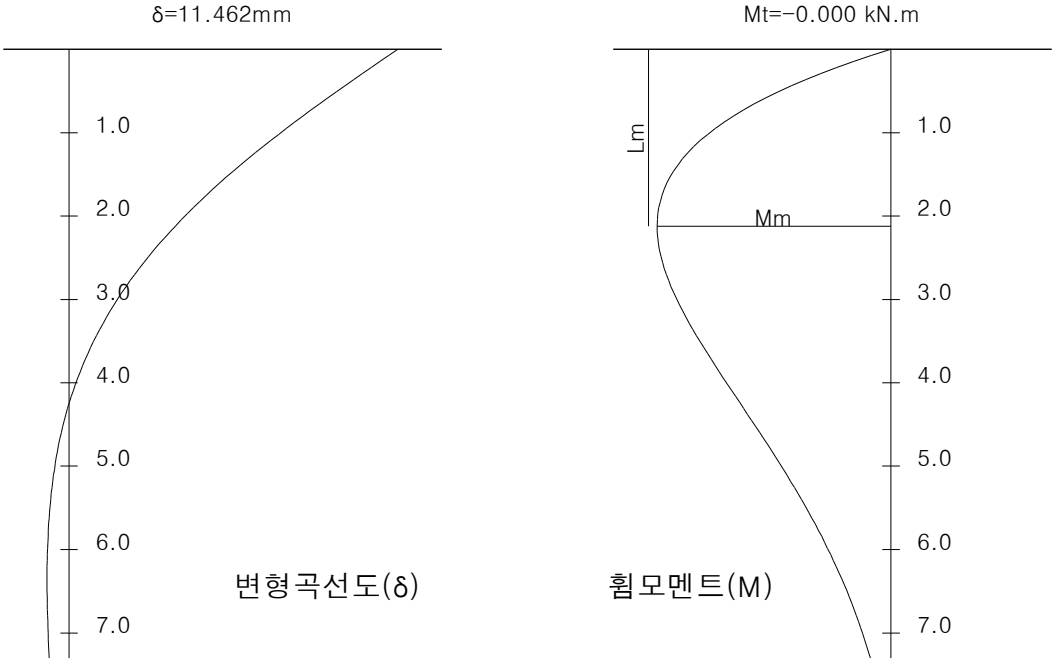
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -98.224 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.462 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.462 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-112.724	11.462	
0.487	-45.572	-75.766	9.418	
0.973	-74.895	-45.881	7.483	
1.460	-91.294	-22.548	5.727	
1.947	-97.789	-5.051	4.192	
2.433	-97.024	7.429	2.895	
2.920	-91.235	15.732	1.833	
3.407	-82.256	20.673	0.992	
3.893	-71.537	22.999	0.353	
4.380	-60.185	23.377	-0.113	
4.867	-49.007	22.374	-0.431	
5.353	-38.555	20.463	-0.630	
5.840	-29.175	18.021	-0.735	
6.327	-21.052	15.342	-0.768	
6.813	-14.245	12.642	-0.750	
7.300	-8.726	10.074	-0.696	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

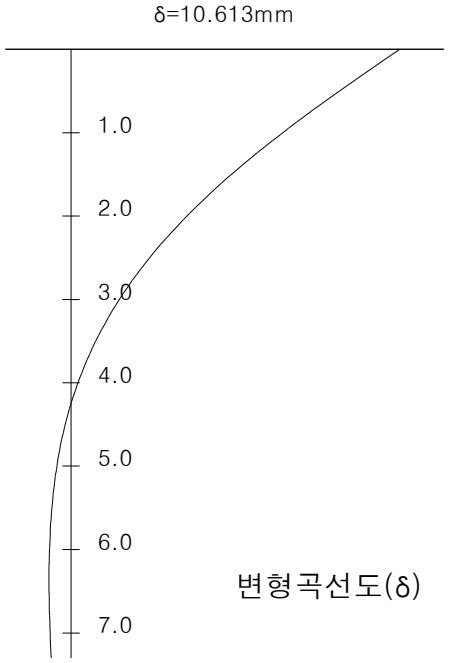
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

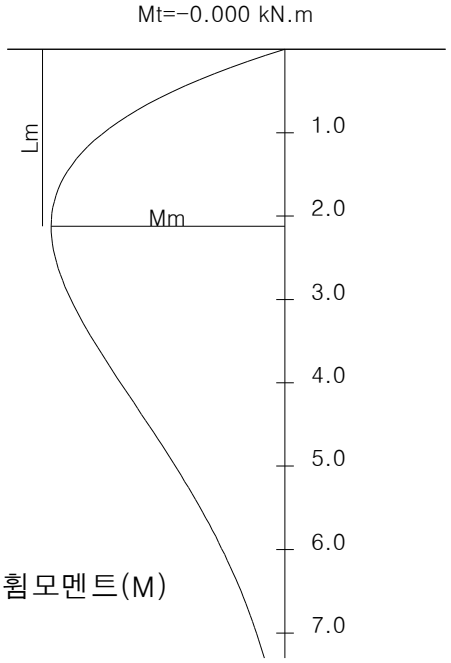
- 최대모멘트 및 깊이 : -90.951 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.613 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.613 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-104.378	10.613	
0.487	-42.198	-70.156	8.721	
0.973	-69.349	-42.484	6.929	
1.460	-84.534	-20.879	5.303	
1.947	-90.548	-4.677	3.882	
2.433	-89.840	6.879	2.680	
2.920	-84.480	14.568	1.697	
3.407	-76.165	19.142	0.919	
3.893	-66.240	21.297	0.327	
4.380	-55.729	21.646	-0.104	
4.867	-45.378	20.717	-0.399	
5.353	-35.700	18.948	-0.584	
5.840	-27.015	16.687	-0.680	
6.327	-19.493	14.206	-0.711	
6.813	-13.191	11.706	-0.694	
7.300	-8.079	9.328	-0.645	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

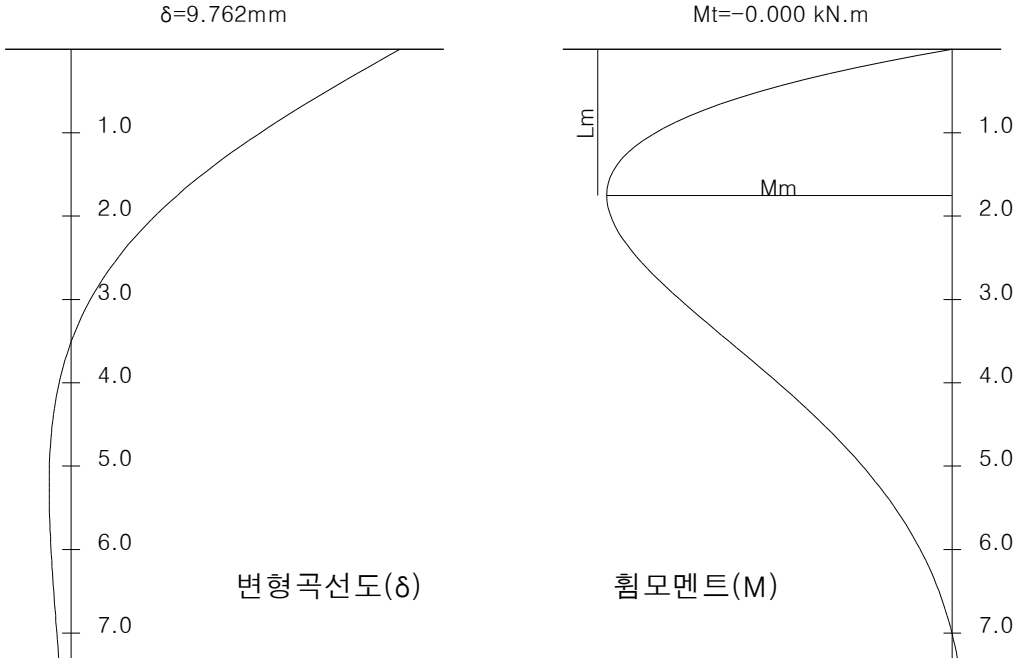
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -122.624 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.762 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.762 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-170.379	9.762	
0.487	-66.149	-104.131	7.664	
0.973	-103.866	-53.335	5.721	
1.460	-120.316	-16.413	4.028	
1.947	-121.756	8.715	2.625	
2.433	-113.381	24.298	1.518	
2.920	-99.300	32.516	0.686	
3.407	-82.605	35.345	0.095	
3.893	-65.496	34.473	-0.294	
4.380	-49.427	31.274	-0.523	
4.867	-35.258	26.815	-0.631	
5.353	-23.402	21.882	-0.653	
5.840	-13.947	17.020	-0.617	
6.327	-6.767	12.575	-0.547	
6.813	-1.607	8.740	-0.459	
7.300	1.852	5.592	-0.368	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

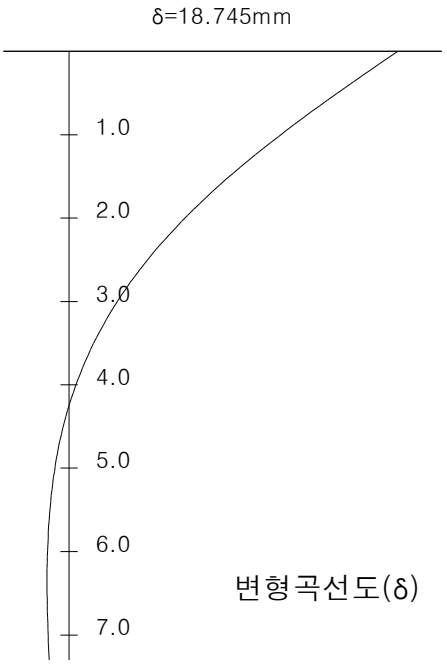
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

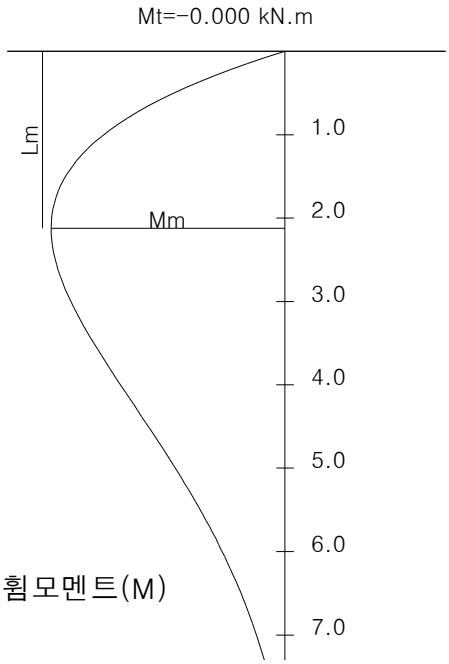
- 최대모멘트 및 깊이 : -160.644 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 18.745 mm
- 지표면에서의 변위 : 18.745 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-184.359	18.745	
0.487	-74.533	-123.914	15.403	
0.973	-122.489	-75.037	12.238	
1.460	-149.309	-36.878	9.367	
1.947	-159.932	-8.260	6.857	
2.433	-158.681	12.150	4.734	
2.920	-149.214	25.730	2.997	
3.407	-134.528	33.810	1.623	
3.893	-116.998	37.615	0.577	
4.380	-98.432	38.233	-0.184	
4.867	-80.150	36.593	-0.705	
5.353	-63.056	33.467	-1.031	
5.840	-47.716	29.474	-1.202	
6.327	-34.431	25.092	-1.256	
6.813	-23.298	20.676	-1.226	
7.300	-14.271	16.476	-1.138	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㈏ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

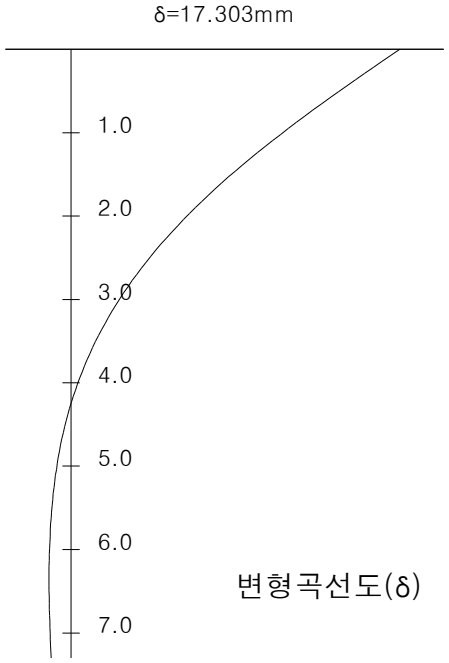
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

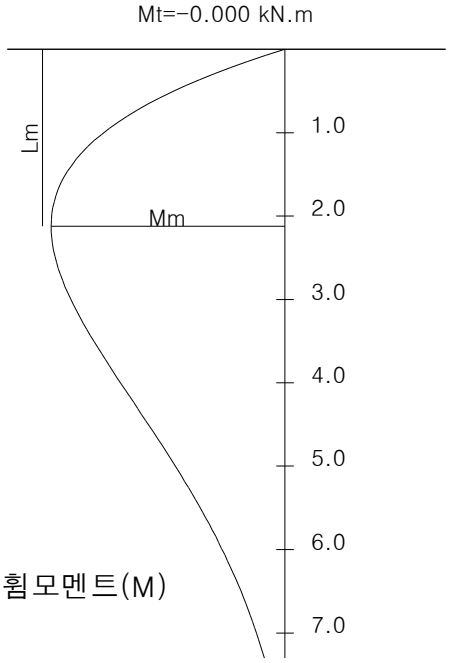
- 최대모멘트 및 깊이 : -148.280 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 17.303 mm
- 지표면에서의 변위 : 17.303 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-170.170	17.303	
0.487	-68.796	-114.377	14.218	
0.973	-113.062	-69.262	11.296	
1.460	-137.818	-34.039	8.646	
1.947	-147.623	-7.625	6.329	
2.433	-146.468	11.215	4.370	
2.920	-137.730	23.750	2.767	
3.407	-124.174	31.208	1.498	
3.893	-107.993	34.720	0.532	
4.380	-90.857	35.290	-0.170	
4.867	-73.981	33.776	-0.651	
5.353	-58.203	30.891	-0.951	
5.840	-44.043	27.205	-1.109	
6.327	-31.781	23.161	-1.159	
6.813	-21.505	19.085	-1.131	
7.300	-13.172	15.208	-1.051	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

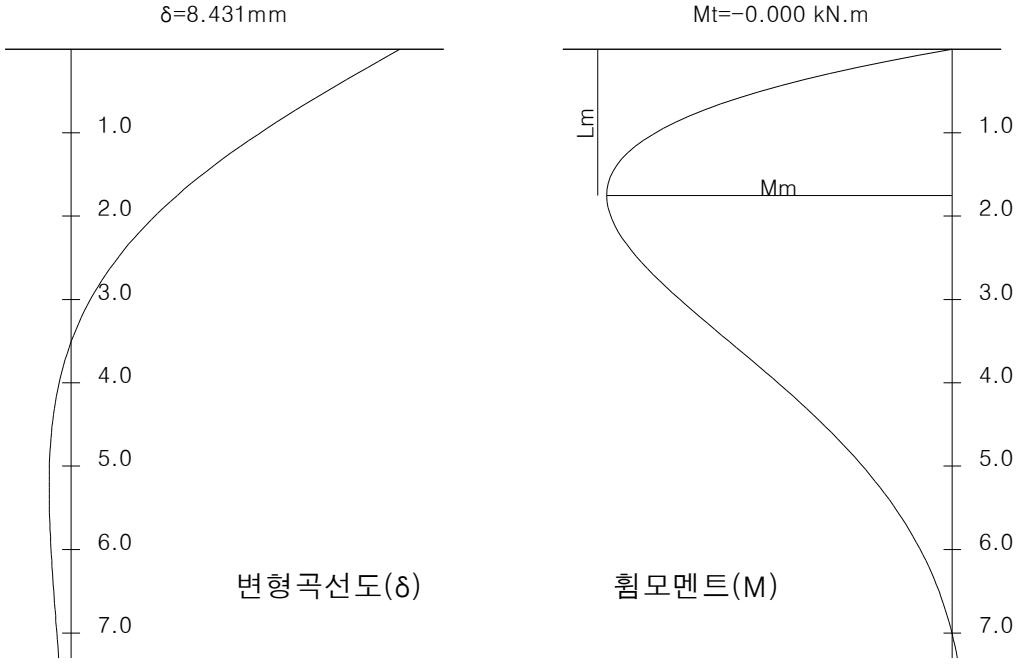
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -105.906 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.431 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.431 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-147.151	8.431	
0.487	-57.131	-89.935	6.619	
0.973	-89.706	-46.064	4.941	
1.460	-103.912	-14.176	3.479	
1.947	-105.156	7.527	2.268	
2.433	-97.923	20.985	1.311	
2.920	-85.762	28.083	0.592	
3.407	-71.343	30.526	0.082	
3.893	-56.566	29.773	-0.254	
4.380	-42.688	27.010	-0.452	
4.867	-30.452	23.159	-0.545	
5.353	-20.212	18.899	-0.564	
5.840	-12.046	14.700	-0.533	
6.327	-5.845	10.861	-0.472	
6.813	-1.388	7.549	-0.397	
7.300	1.599	4.830	-0.318	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

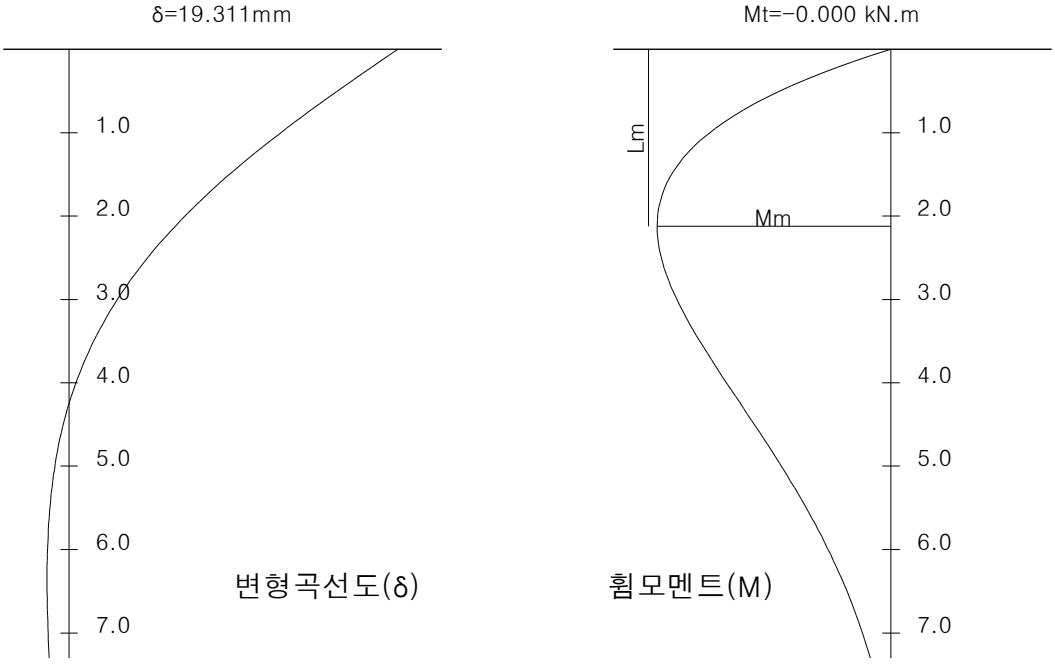
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -165.490 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 19.311 mm
- 지표면에서의 변위 : 19.311 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-189.920	19.311	
0.487	-76.781	-127.652	15.868	
0.973	-126.184	-77.301	12.607	
1.460	-153.813	-37.990	9.649	
1.947	-164.757	-8.509	7.063	
2.433	-163.467	12.517	4.877	
2.920	-153.715	26.506	3.088	
3.407	-138.586	34.830	1.672	
3.893	-120.527	38.750	0.594	
4.380	-101.402	39.386	-0.190	
4.867	-82.568	37.696	-0.727	
5.353	-64.958	34.476	-1.062	
5.840	-49.155	30.363	-1.238	
6.327	-35.469	25.849	-1.294	
6.813	-24.001	21.300	-1.263	
7.300	-14.701	16.973	-1.173	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

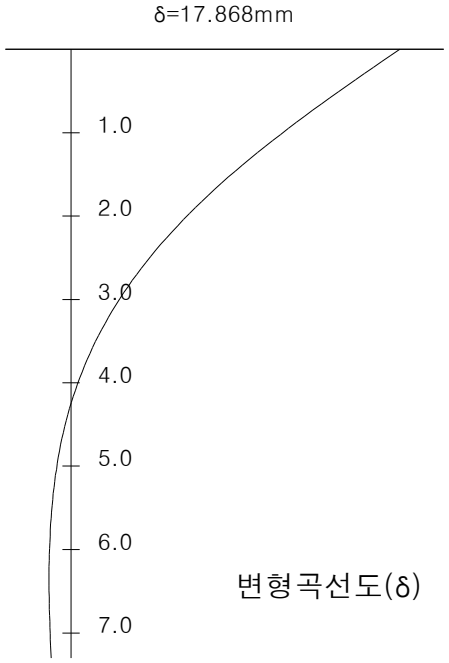
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

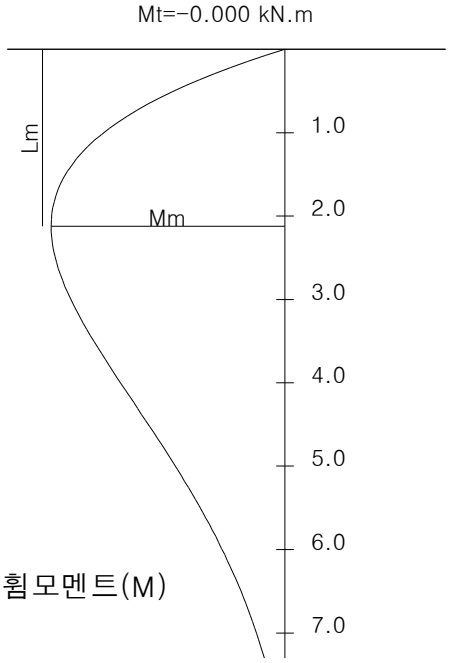
- 최대모멘트 및 깊이 : -153.126 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 17.868 mm
- 지표면에서의 변위 : 17.868 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-175.731	17.868	
0.487	-71.044	-118.115	14.682	
0.973	-116.757	-71.526	11.665	
1.460	-142.322	-35.152	8.928	
1.947	-152.447	-7.874	6.536	
2.433	-151.255	11.582	4.513	
2.920	-142.231	24.526	2.857	
3.407	-128.232	32.228	1.547	
3.893	-111.523	35.855	0.550	
4.380	-93.826	36.443	-0.176	
4.867	-76.399	34.880	-0.672	
5.353	-60.105	31.900	-0.982	
5.840	-45.483	28.094	-1.146	
6.327	-32.819	23.917	-1.197	
6.813	-22.208	19.708	-1.168	
7.300	-13.603	15.705	-1.085	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

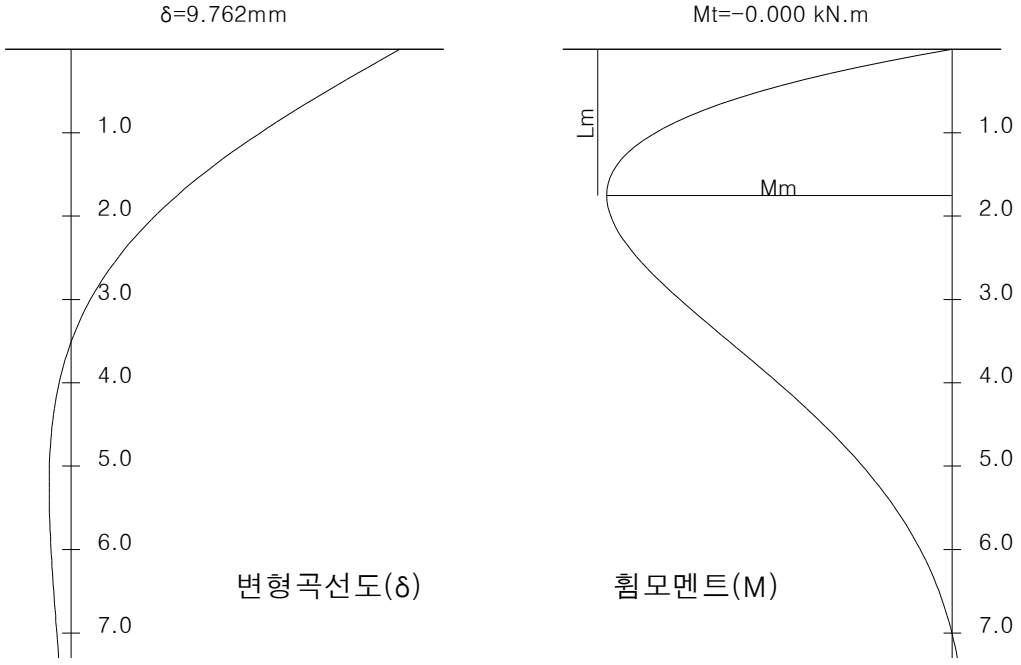
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -122.624 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.762 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.762 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-170.379	9.762	
0.487	-66.149	-104.131	7.664	
0.973	-103.866	-53.335	5.721	
1.460	-120.316	-16.413	4.028	
1.947	-121.756	8.715	2.625	
2.433	-113.381	24.298	1.518	
2.920	-99.300	32.516	0.686	
3.407	-82.605	35.345	0.095	
3.893	-65.496	34.473	-0.294	
4.380	-49.427	31.274	-0.523	
4.867	-35.258	26.815	-0.631	
5.353	-23.402	21.882	-0.653	
5.840	-13.947	17.020	-0.617	
6.327	-6.767	12.575	-0.547	
6.813	-1.607	8.740	-0.459	
7.300	1.852	5.592	-0.368	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 m²

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	10.000	사질토	4.746	20.000	150.279
1.583	20.000	사질토	1.500	40.000	95.002
1.583	50.000	사질토	1.054	100.000	166.954
계	-	-	-	-	412.245

사질토 : f = 2.0 x N (≤ 100.0)

점성토 : f = 8.0 x N (≤ 100.0)

N ≤ 2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 11.4616 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 9.7615 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1 / 3 x 412.245 + 0.000 = 137.415 kN (평상시)

Pa2 = 1 / 2 x 412.245 + 0.000 = 206.122 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	427.270	395.888	1586.000	137.415	O.K
	HINGE	507.751	348.235	1586.000	137.415	O.K
COMBO 2	FIX	412.835	399.081	1586.000	137.415	O.K
	HINGE	516.917	325.543	1586.000	137.415	O.K
COMBO 3	FIX	653.087	53.324	2379.000	206.122	O.K
	HINGE	573.994	165.269	2379.000	206.122	O.K
COMBO 4	FIX	648.665	482.762	1586.000	137.415	O.K
	HINGE	596.447	568.343	1586.000	137.415	O.K
COMBO 5	FIX	572.483	471.007	1586.000	137.415	O.K
	HINGE	577.288	497.392	1586.000	137.415	O.K
COMBO 6	FIX	928.268	-32.557	2379.000	206.122	O.K
	HINGE	841.116	90.794	2379.000	206.122	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 : 7.40 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.30/0.508 = 14.370 < 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	427.270	145.759	105.703	140.00	O.K
	HINGE	507.751	94.497	83.396	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	412.835	135.622	99.336	140.00	O.K
	HINGE	516.917	87.224	80.087	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	653.087	145.867	120.312	210.00	O.K
	HINGE	573.994	105.906	93.784	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	648.665	148.135	121.243	140.00	O.K
	HINGE	596.447	98.224	91.111	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	572.483	138.486	111.159	140.00	O.K
	HINGE	577.288	90.951	85.976	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	928.268	160.729	146.014	210.00	O.K
	HINGE	841.116	122.624	119.962	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

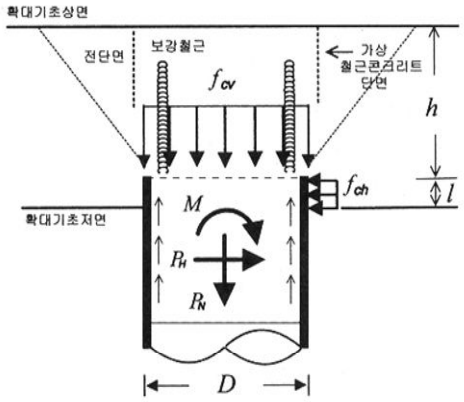
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	108.446	13.972	80.000	O.K
	HINGE	108.446	13.972	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	100.100	12.896	80.000	O.K
	HINGE	100.100	12.896	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	147.151	18.958	120.000	O.K
	HINGE	147.151	18.958	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	112.724	14.523	80.000	O.K
	HINGE	112.724	14.523	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	104.378	13.448	80.000	O.K
	HINGE	104.378	13.448	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	170.379	21.951	120.000	O.K
	HINGE	170.379	21.951	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 = 648665.2 / (π/4 x 508 ²)
= 3.200 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 928268.2 / (π/4 x 508 ²)
= 4.580 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 = 648665.2 / {π x (508 + 1700) x 1700 }
= 0.055 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 928268.2 / {π x (508 + 1700) x 1700 }
= 0.079 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 = 112724.133 / (508 x 100)
= 2.219 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 170379.142 / (508 x 100)
= 3.354 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)

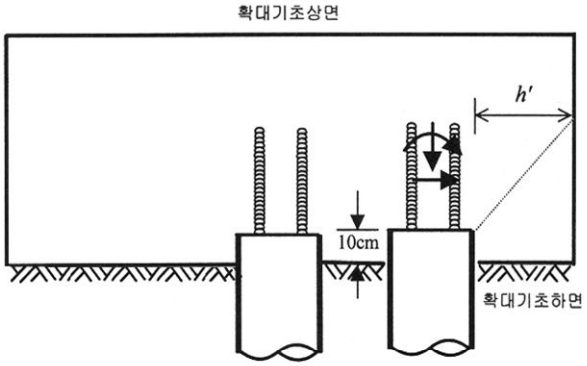
τh = 112724.133 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.190 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 170379.142 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.287 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\ 1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.600 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 = 986199.880 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 6779.6 x 1650)

= 14613680.577 N ≥ PNmax = 986199.880 N ∴ O.K

10. 성산교

상부 구조

1. 설계개요

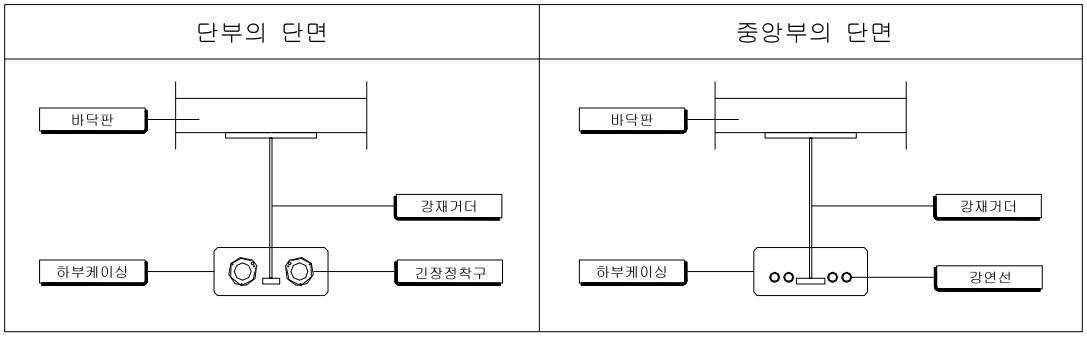
1.1. 공법개요 및 단면구성

(1)공법개요

Precom공법은 콘크리트속에 강재거더가 매입되어 있는 합성거더 제작공법이다. 강재거더 하부플랜지를 둘러싸고 있는 콘크리트(이하 케이싱)의 자중을 강재거더에 부담시켜 구조안전성 및 시공성을 향상시키고 케이싱에 강선을 배치하여 프리스트레스를 도입하고 이를 통하여 효율적으로 외력을 지지한다.Precom거더의 케이싱에는 공용중에도 인장응력이 발생되지 않도록 하였다.

(2)단면구성

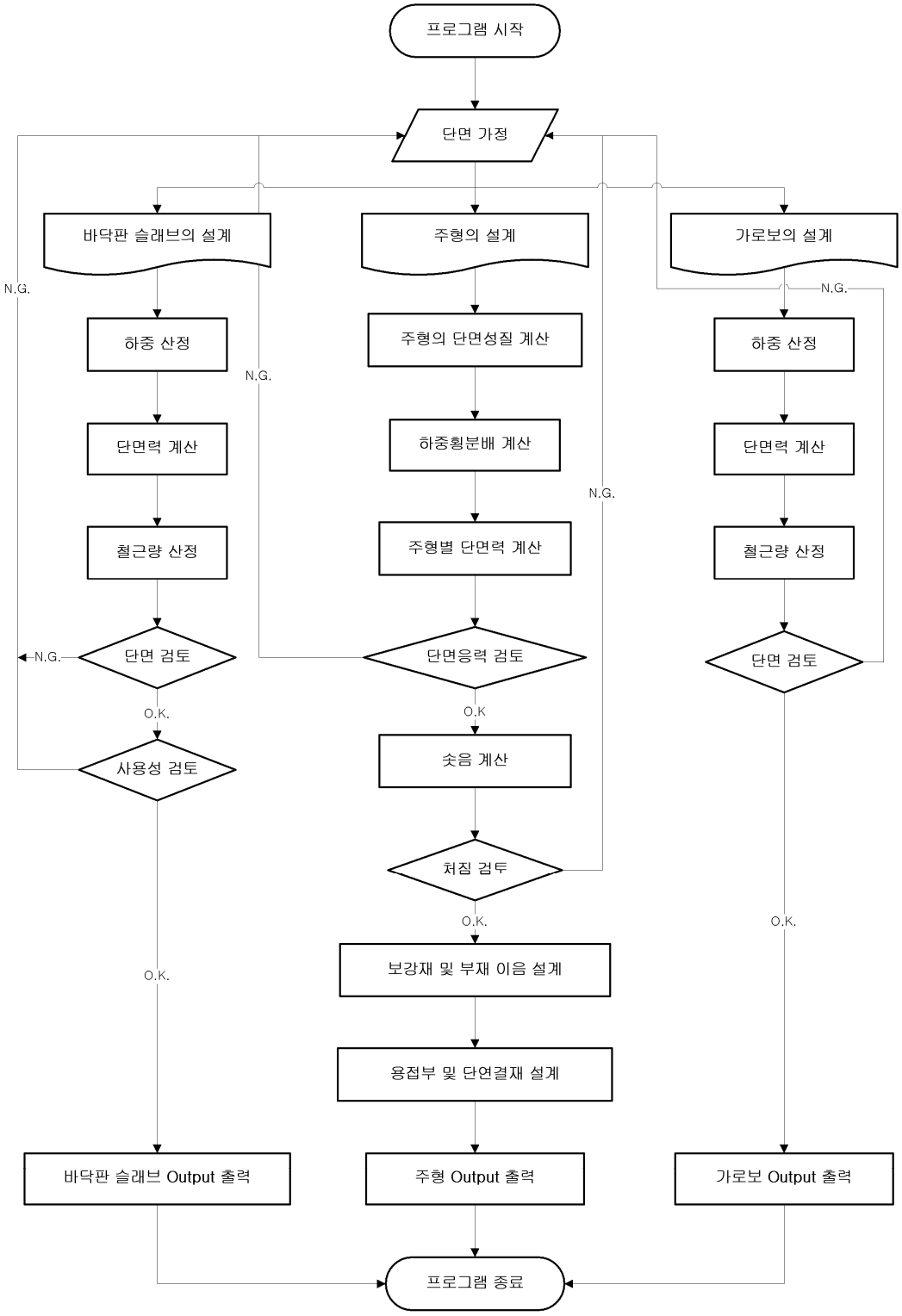
강재가 콘크리트에 매입되는 Precom거더는 강재 I거더와 이를 둘러싸는 콘크리트로 이루어져 있으며, 콘크리트는 다시 하부케이싱, 복부콘크리트, 바닥판 콘크리트로 구분된다. 하부케이싱 콘크리트에는 강선을 배치하여 프리스트레스를 도입한다.



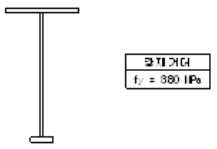
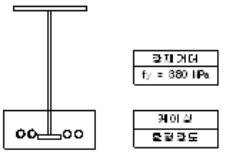
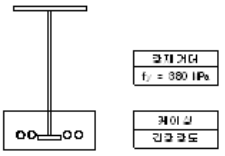
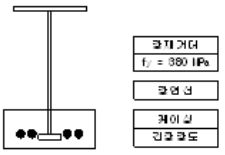
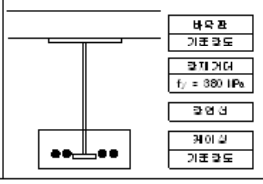
1.2. 시공순서

시 공 단 계	가 설 그 림	구 분	가 설 그 림
<단계1> 강재거더 제작		<단계4> 거푸집 탈형 및 적치	
<단계2> 하부케이싱 콘크리트 타설		<단계5> 긴장	
<단계3> 양생		<단계6> 가설 및 바닥판 타설	

1.3. 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
N.G.
하중 산정
주형의 단면성질 계산
하중 산정
N.G.
단면력 계산
하중횡분배 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
숏음 계산
처짐 검투
O.K.
O.K.
O.K.
보강재 및 부재 이음 설계
용접부 및 단연결재 설계
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

1.4. 하중단계에 따른 구조검토단계

검토단계	시공단계	적용하중	적용단면	
<단계1>	강재거더제작 ~ 케이싱 양생	강재거더 자중 거푸집 자중 케이싱 자중		강재단면
<단계2>	매달기 거푸집 탈형	거푸집 탈형 하중		합성단면1
<단계3>	프리스트레스 도입	프리스트레스 (즉시손실포함)		합성단면2
<단계4>	합성전 고정하중 재하	바닥판 콘크리트 타설		합성단면3
<단계5>	합성후 고정하중 재하	2차 고정하중 군중하중 활하중		합성단면4
비 고	1. 검토단계는 적용 하중 및 단면이 바뀔 때를 기준으로 구분한다. 2.콘크리트는 재령에 따라 강도 및 탄성계수를 구분하여 단면에 적용한다. 3.적치 시 필요한 경우 지점을 내부로 들여 적치할 수 있다.[설계 및 시공지침]			

1.5. 장기거동에 의한 부정정력 산정

▶ '강합성거더의 장기거동 설계지침 개발(대한토목학회,2006.8)'에서 제안한 방법에 따라 장기거동 해석을 수행하였다.

▶ 야쓰미 해법에 의하여 내적평형(내적구속)에 따라 콘크리트에 발생하는 인장응력과 강재에 발생하는 압축응력을 산정한다. 이 때 평형조건에 의해 강재와 PS강재에 의한 손실이 동시에 고려가 되어 PS강재의 손실에 대해서는 별도로 산정할 필요가 없으나 각각의 영향을 구분하여 손실량의 평가를 하기위해 대한토목학회에서 제안한 '야쓰미 해법'을 적용한다.

▶ 야쓰미 해법의 개요

① 장기거동에 의한 콘크리트의 변형을 산정하고 그 변형을 유발하는 힘으로 환산

② 환산된 축력과 모멘트를 PS강재를 제외한 합성단면에 재하하여 강재의 응력산정

③ 단계②의 응력에서 단계①의 힘에 의한 응력을 감하여 콘크리트 응력산정

④ 상기단계의 계산에서의 PS강재 긴장력 손실량을 합성단면에 재하하여 손실응력산정

1.6. 설계법 및 사용프로그램

(1) 적용 설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 바닥판 설계 : 강도 설계법
- 하중의 횡분배 : Guyon-Massonnet Method
- 장기거동 해석 : 야쓰미 해법

(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)
- Precom 거더 설계 : 대들보 v1.2 ((재)포항산업과학연구원)

1.7. 참 고 문 헌

- 도로교 설계기준 ---------- 건설교통부, 2010.
- 도로교 설계 실무편람 ---------- 한국도로공사, 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 ---------- 한국콘크리트학회, 2012.
- 프리컴 거더 설계 및 시공지침 ---------- 대한토목학회, 2006.
- 강도로교 상세부 설계지침 ---------- 건설교통부, 2006.
- 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
- 강합성거더의 장기거동 설계지침 개발 ------- 대한토목학회, 2006.8

2. 설계조건

▶ 교 량 명 : 성산교

▶ 형　　식 : Precom 거더교(Prestressed Composite Girder Bridge)

▶ 교량등급 : 1등급

2.1. 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 60.000 m

(2) 거 더 전 장 : 59.900 m

(3) 설 계 지 간 : 59.000 m

(4) 교　　폭 : 24.300 m

(5) 형　　고 : 2.500 m

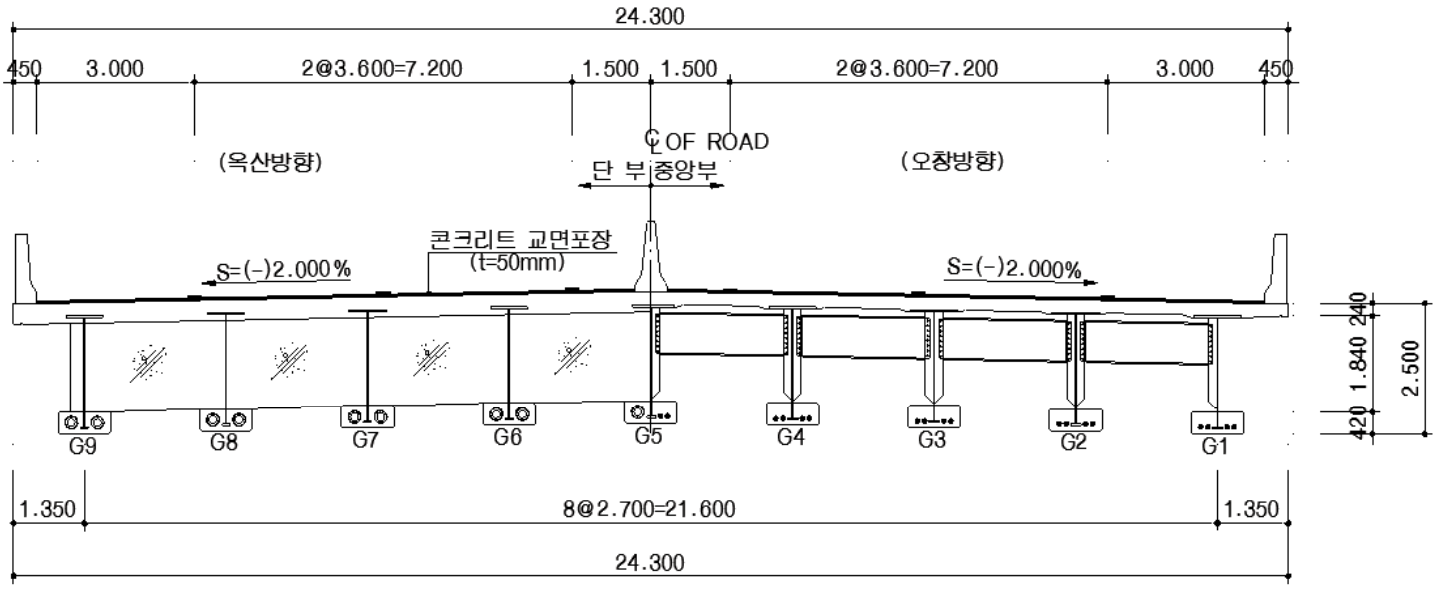
(6) 거 더 갯 수 : 9 EA

거 더 간 격 : 1.350 m + 2.700 m + 2.700 m + 2.700 m + 2.700 m + 2.700 m + 2.700 m + 2.700 m + 2.700 m + 1.350 m

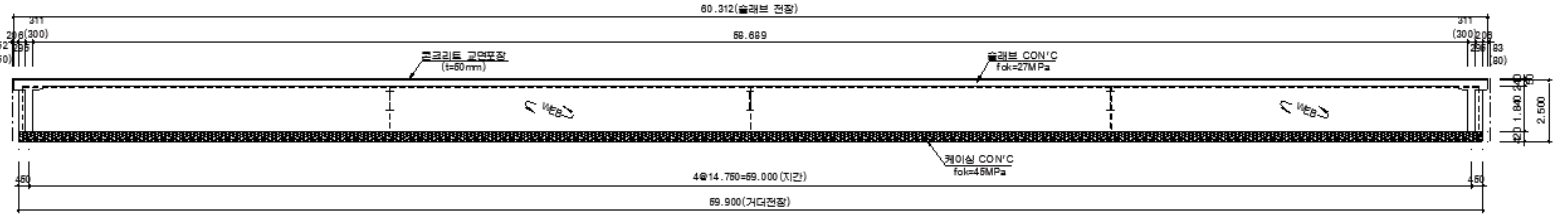
(7) 가로보 갯수 : 5 EA

가로보 간격 : 14.750 m + 14.750 m + 14.750 m + 14.750 m

(8) 횡단면도



(9) 종단면도



2.2. 주요 재료

2.2.1. 바닥판 콘크리트(사용철근 : SD40)

(1) 설계강도 : 27 MPa

(2) 탄성계수 : Esc = 8500 × ³√(Fck + 4) = 26702 MPa

2.2.2. 하부 케이싱 콘크리트(사용철근 : SD40)

(1) 설계강도 : 기 준 강 도 : Fck = 45 MPa

거푸집 탈형 시 : Fcf = 14 MPa

PS강선 긴장 시 : Fci = 1·Fck = 45 MPa

(2) 탄성계수 : 기 준 강 도 : Eck = 8500 × ³√(Fck + 4.5) = 31210 MPa

거푸집 탈형 시 : Ecf = 8500 × ³√(Fcf + 4) = 22276 MPa

PS강선 긴장 시 : Eci = 8500 × ³√(Fci + 4.5) = 31210 MPa

2.2.3. 강재(SM520)

(1) 항복강도 : Fy = 355 MPa

(2) 탄성계수 : Es = 205000 MPa

2.2.4. PC 강재(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

(1) 극한인장강도 : Fpu = 1900 MPa

(2) 항복강도 : Fpy = 1600 MPa

(3) 탄성계수 : Ep = 200000 MPa

(4) 단 면 적 : A1td = 138.7 ㎟

(5) 직 경 : D1td = 15.2 mm

2.2.5. 철근

(1) 항복강도 : Fy = 0 MPa

(2) 탄성계수 : Eb = 200000 MPa

2.3. 허용 응력

2.3.1. 바닥판 콘크리트

압축 : Fca = 0.40×27 = 10.8 MPa

인장 : Fta = 0.07×27 = 1.89 MPa

2.3.2. 하부 케이싱 콘크리트

(1) 거푸집 탈형 시 : 압축 : Fca = 0.6×14 = 8.400 MPa

인장 : Fta = 0.25×√14 = 0.935 MPa

(2) 강선 긴장 직후 : 압축 : Fca = 0.6×45 = 27.000 MPa

인장 : Fta = 0.25×√(45) = 1.677 MPa

(3) 설계하중 작용시 : 압축 : Fca = 0.45×45 = 20.250 MPa

인장 : Fta = 0.50×√45 = 3.354 MPa

2.3.3. 강 재

(1) 사용 하중시 : 인장,압축 : Ftst = ±215 MPa

전 단 : Fcst = 125 MPa

(2) 거더 제작중 : 인장,압축 : Fsi = ±1.25×Fst = ±268.75 MPa

2.3.4. PS 강재

(1) 최대 긴장 허용응력 : Fpu = MIN(0.94×Fpy, 0.8×Fpu) = 1504 MPa

(2) 정착직후 정착부에서의 허용응력 : Fpu = MIN(0.74×Fpu, 0.82×Fpy) = 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : Fpy = MIN(0.74×Fpu, 0.82×Fpy) = 1312 MPa

(4) 곡률마찰계수 : μ = 0.1 (1/rad)

(5) 파상마찰계수 : k = 0.001 (1/m)

2.4. 설계 하중

2.4.1. 고정하중(단위중량)

1) 철근 콘크리트 : 25000 N/㎥

2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/㎥

3) 강재 : 78500 N/㎥

4) PS강재 : 11.01 N/m

5) 아스팔트 포장 : 23000 N/㎥

6) 매달기 거푸집 : 3000 N/m

2.4.2. 활하중

(1) 적용하중 : DB24 , DL24

(2) 충격계수

$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 59.000m) = 0.152 \leq 0.3$

(3) 군중하중 : 바닥판설계시 : 5000 N/㎡

거더 설계시 : 3500 N/㎡

2.5. 크리이프 계수 및 건조수축률

(1) 케이싱 초기 크리프 계수 : 1.200

(2) 케이싱 최종 크리프 계수 : 2.000

(3) 케이싱 초기 건조수축 변형률 : 0.000045

(4) 케이싱 최종 건조수축 변형률 : 0.000270

(5) 바닥판 크리프 계수 : 2.000

(6) 바닥판 건조수축 변형률 : 0.000270

2.6. 활하중에 대한 허용처짐(도로교설계기준, 2010, P.3-7)

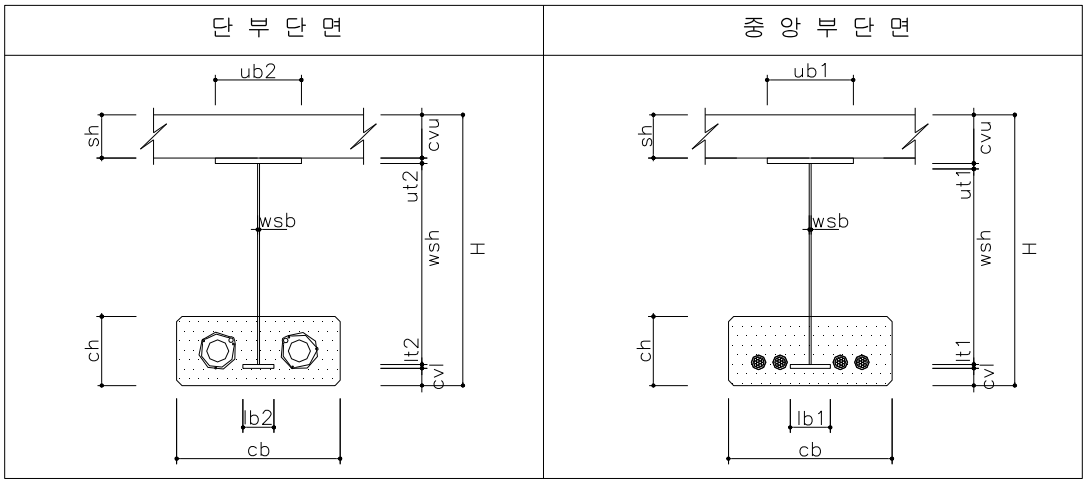
$L \leq 10m$: $L/2000 = 29.500mm$

$10m < L \leq 40m$: $L^2/20000 = 174.050mm$

$40m < L$: $L/500 = 118.000mm$

3. 단면가정

3.1. 거더 제원

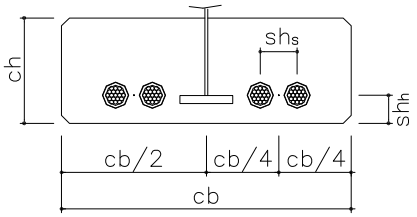


(단위 : mm)

바닥판 두께(sh)	복부콘크리트 폭(wcb)	헌치 크기 (hh×hb)	강재피복 (cvu / cvl)	단부가로보 두께	중간가로보 두께
240	-	-	240/100	300	300

거 더	하부케이싱 (cb×ch)	상부 강재(ub×ut)		하부 강재(lb×lt)		복부 강재 (wsh×wst)
		중앙부(1)	단 부(2)	중앙부(1)	단 부(2)	
ALL	1000×420	900×44	700×44	200×28	150×28	2088×19

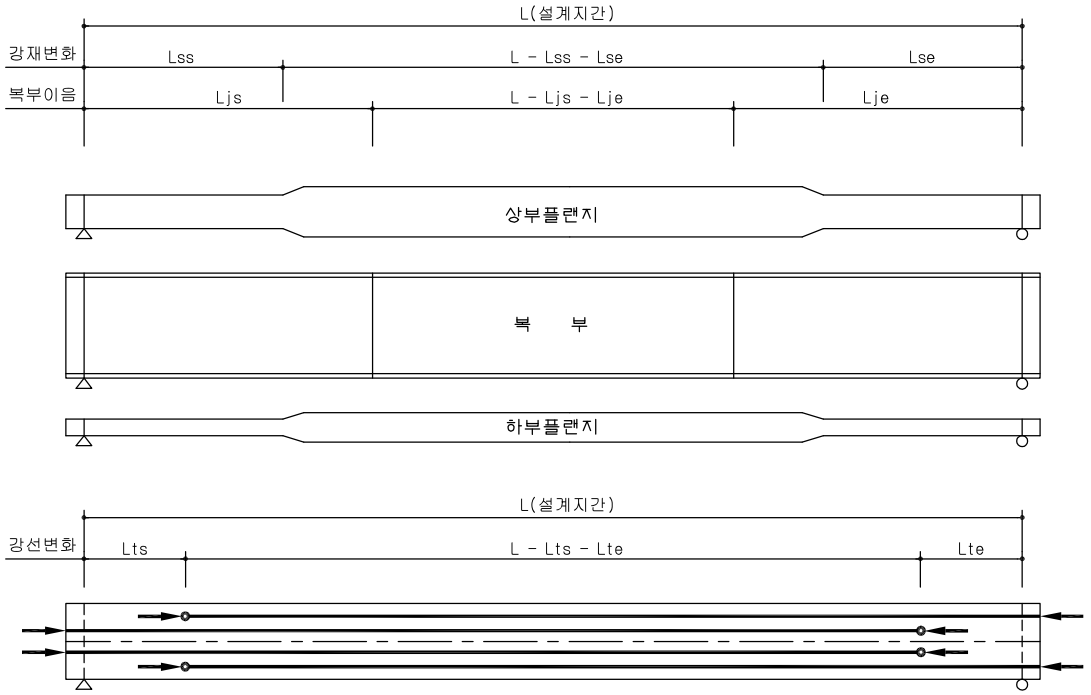
3.2. 거더별 PS강재 긴장력 및 단면배치



거 더	선긴장측 긴장력(kN)	후긴장측 긴장력(kN)	정착구당 강선수(EA)	쉬이스관 직 경(mm)	shs(mm)	shh(mm)
ALL	2725	2600	15	95	135	129

※ 긴장 시 선긴장측의 도입긴장력은 거더의 탄성변형에 의한 긴장력손실을 고려하여야 한다. (6.7 프리스트레스 도입 참조)

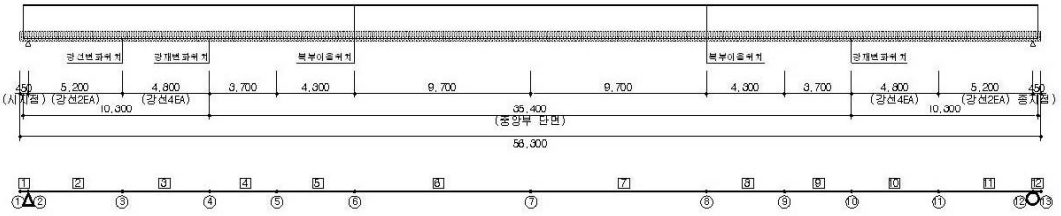
3.3. 강선의 배치



거 더	강선변화(m)		강재변화(m)		복부이음(m)	
	Lts	Lte	Lss	Lse	Ljs	Lje
ALL	6.5	6.5	14	14	14	14

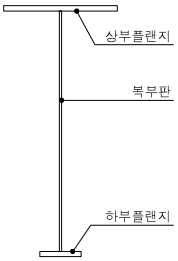
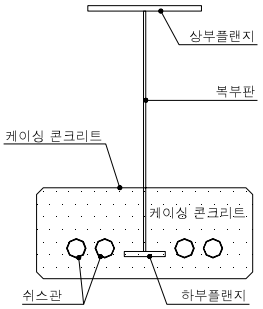
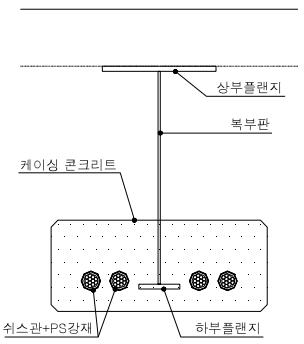
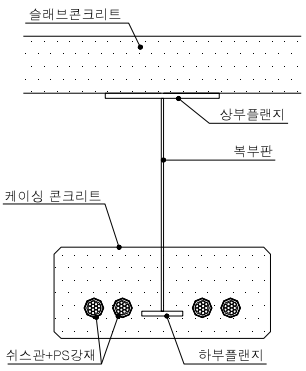
4. 단면성질

▶ 부재의 구성



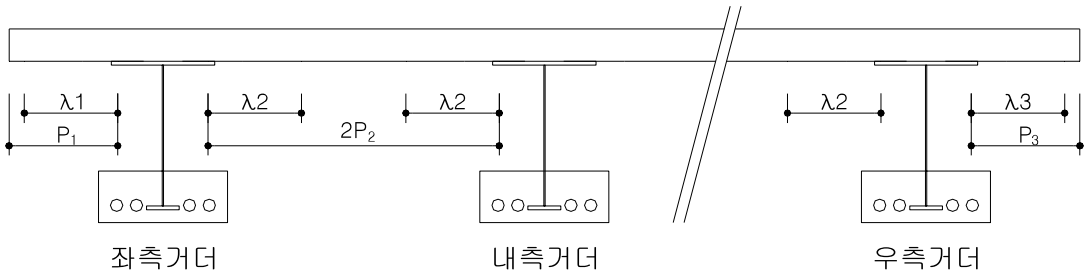
거 더	절점번호	부재번호	거 더	절점번호	부재번호
G1	1 ~ 11	1 ~ 10	G2	12 ~ 22	11 ~ 20
G3	23 ~ 33	21 ~ 30	G4	34 ~ 44	31 ~ 40
G5	45 ~ 55	41 ~ 50	G6	56 ~ 66	51 ~ 60
G7	67 ~ 77	61 ~ 70	G8	78 ~ 88	71 ~ 80
G9	89 ~ 99	81 ~ 90			

▶ 제작단계별 단면구성

제작단계	저항단면	제작단계	저항단면
강재거더 거치 및 케이싱 타설 (SW 단계)		거푸집 탈형 및 긴장력 도입 (CW, PS 단계)	
합성전 고정하중 (BL 단계)		합성후 고정하중 (AL 단계)	

4.1. 유효폭 산정

4.1.1. G1의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1 - wb/2 - hh = 1.35 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

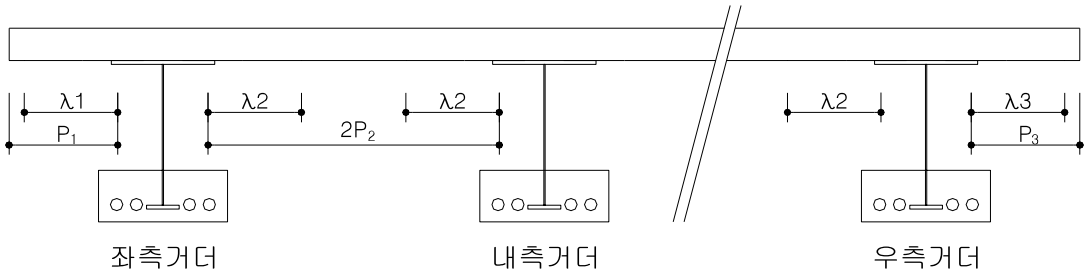
  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.1.2. G2의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

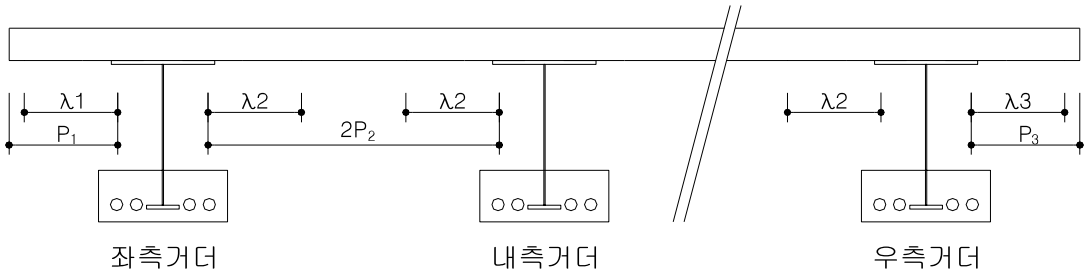
  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.1.3. G3의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

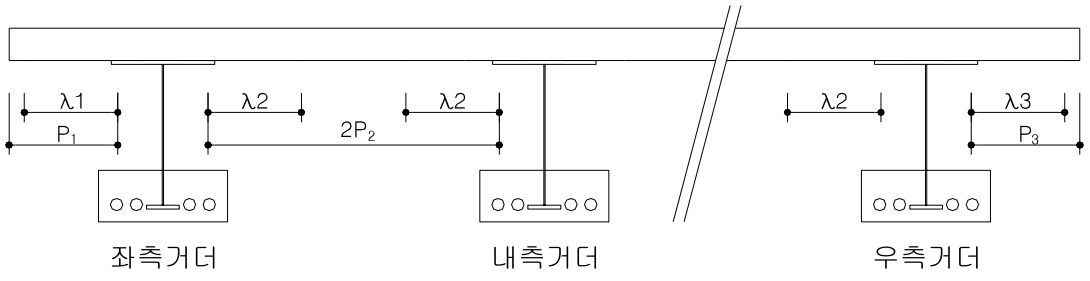
  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.1.4. G4의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

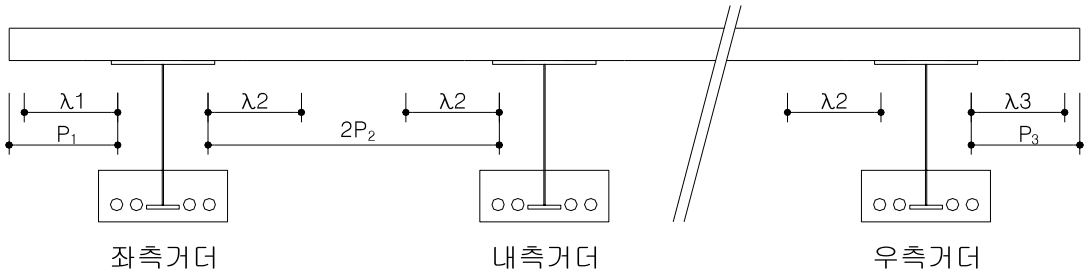
  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.1.5. G5의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

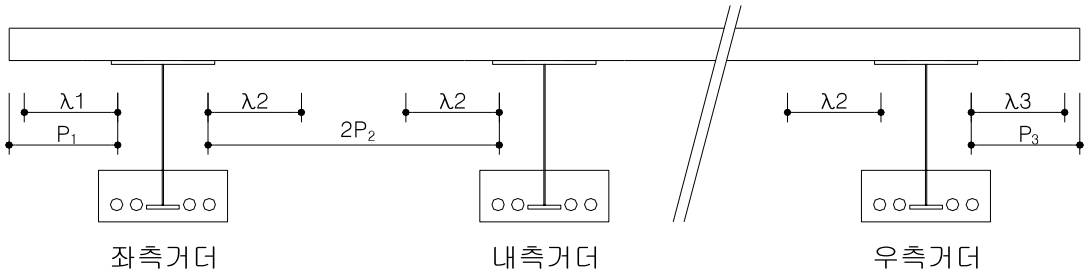
  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.1.6. G6의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

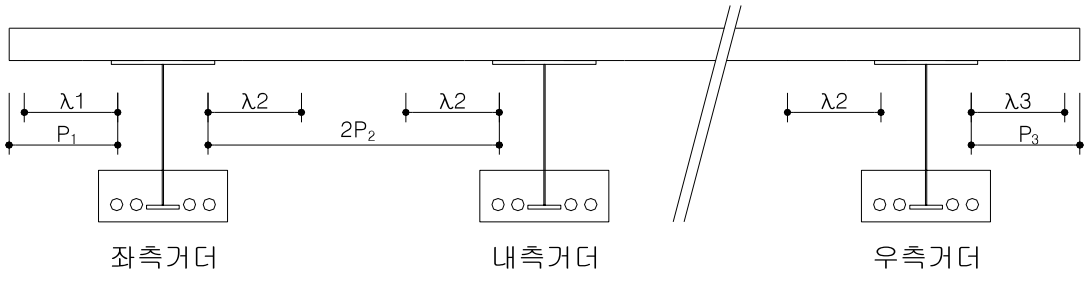
  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.1.7. G7의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

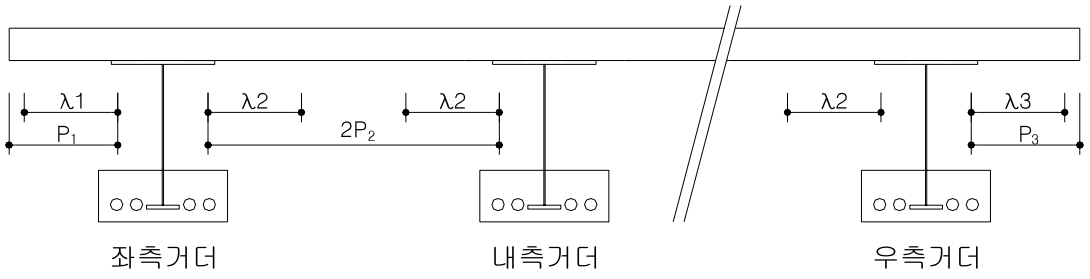
  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.1.8. G8의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

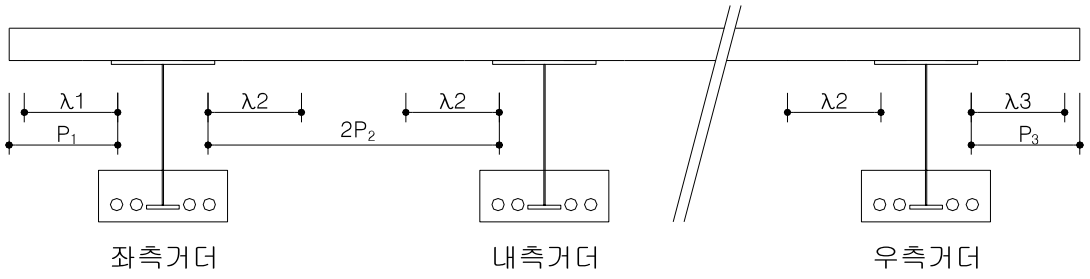
  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.1.9. G9의 유효폭(부재 i단 기준)



※ wb : 복부콘크리트 폭, hh : 헌치 높이

- 거더 좌측

  P1 = B1/2 - wb/2 - hh = 2.7/2 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P1/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P1/L ≤ 0.05

  ∴ λ1 = P1 = 1.350 m

- 거더 우측

  P2 = B2 - wb/2 - hh = 1.35 - 0/2 - 1E-05 = 1.350 m

  P2/L = 1.350 / 59 = 0.023 m

  P2/L ≤ 0.05

  ∴ λ2 = P2 = 1.350 m

- 유효폭

  ∴ Bce = λ1 + λ2 + wb + 2·hh = 2.700 m

4.2. 단면성질 산출 (G1의 경우)

4.2.1. 부재 2번의 i단(시지점 검토단면)

(1) 기본단면

1) 강재단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.700 × 0.044	0.03080	2.238	0.06893	0.15427	0.0000050
복 부 판	0.019 × 2.088	0.03967	1.172	0.04650	0.05449	0.0144133
하부플랜지	0.150 × 0.028	0.00420	0.114	0.00048	0.00005	0.0000003
∑		0.07467		0.11591	0.20881	0.0144186

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.552255 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.04330667 m⁴

◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
강 재 상연 : 0.708 m 강 재 하연 : -1.452 m

2) 케이싱단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
케 이 싱	1.000 × 0.420	0.42000	0.210	0.08820	0.01852	0.0061740
하부플랜지	0.150 × 0.028	-0.00420	0.114	-0.00048	-0.00005	-0.0000003
복 부 판	0.019 × 0.292	-0.00555	0.274	-0.00152	-0.00042	-0.0000394
쉬이스 관	Φ95 × 2EA	-0.01418	0.210	-0.00298	-0.00063	-0.0000080
∑		0.39608		0.08322	0.01742	0.0061263

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.2101114 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.006060825 m⁴

3) 바닥판단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
바 닥 판	2.700 × 0.240	0.64800	2.380	1.54224	3.67053	0.0031104
헌 치	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
복부 Conc'	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.700 × 0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
복 부 판	0.019 × -0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
∑		0.64800		1.54224	3.67053	0.0031104

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 2.38 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.003108917 m⁴

(2) 하중단계별 합성단면

1) CW하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	9.203	0.04304	0.210	0.00904	0.00190	0.0006586
∑		0.11771		0.12495	0.18182	0.0439653

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.061507 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.09314999 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.642 m 케이싱 하연 : -1.062 m
강 재 상연 : 1.198 m 강 재 하연 : -0.962 m

2) PS하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
∑		0.13497		0.12858	0.18258	0.0442294

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.9526561 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1043169 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.533 m 케이싱 하연 : -0.953 m 강 선 도심 : -0.824 m
강 재 상연 : 1.307 m 강 재 하연 : -0.853 m

3) BL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
강 선	1.025	0.00406	0.129	0.00052	0.00007	0.0000013
∑		0.13903		0.12910	0.18265	0.0442307

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.9285765 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1070015 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.509 m 케이싱 하연 : -0.929 m 강 선 도심 : -0.800 m
강 재 상연 : 1.331 m 강 재 하연 : -0.829 m

4) AL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
강 선	1.025	0.00406	0.129	0.00052	0.00007	0.0000013
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.22343		0.32997	0.66073	0.0446356

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.476838 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.2180533 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.023 m 슬래브 하연 : 0.783 m 강 선 도심 : -1.348 m
케이싱 상연 : -1.057 m 케이싱 하연 : -1.477 m
강 재 상연 : 0.783 m 강 재 하연 : -1.377 m

(3) 손실단계별 합성단면

1) 케이싱 초기크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	10.510	0.03769	0.210	0.00792	0.00166	0.0005767
∑		0.11236		0.12383	0.18158	0.0438834

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.102083 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.08899251 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.682 m 케이싱 하연 : -1.102 m
강 재 상연 : 1.158 m 강 재 하연 : -1.002 m

2) 케이싱 초기건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	14.451	0.02741	0.210	0.00576	0.00121	0.0004194
∑		0.10208		0.12167	0.18113	0.0437261

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.191908 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07983664 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.772 m 케이싱 하연 : -1.192 m
강 재 상연 : 1.068 m 강 재 하연 : -1.092 m

3) 케이싱 최종크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	13.137	0.03015	0.210	0.00633	0.00133	0.0004614
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.18922		0.32311	0.65933	0.0441730

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.707589 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1517639 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.792 m 슬래브 하연 : 0.552 m 강 선 도심 : -1.579 m
케이싱 상연 : -1.288 m 케이싱 하연 : -1.708 m
강 재 상연 : 0.552 m 강 재 하연 : -1.608 m

4) 케이싱 최종건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	19.706	0.02010	0.210	0.00422	0.00089	0.0003076
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.17917		0.32100	0.65889	0.0440192

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.791595 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1278073 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.708 m 슬래브 하연 : 0.468 m 강 선 도심 : -1.663 m
케이싱 상연 : -1.372 m 케이싱 하연 : -1.792 m
강 재 상연 : 0.468 m 강 재 하연 : -1.692 m

5) 바닥판 크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
바 닥 판	15.355	0.04220	2.380	0.10044	0.23904	0.0002025
∑		0.17717		0.22902	0.42162	0.0444319

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.292657 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1700077 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.207 m 슬래브 하연 : 0.967 m 강 선 도심 : -1.164 m
케이싱 상연 : -0.873 m 케이싱 하연 : -1.293 m
강 재 상연 : 0.967 m 강 재 하연 : -1.193 m

6) 바닥판 건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
바 닥 판	23.032	0.02813	2.380	0.06695	0.15934	0.0001350
∑		0.16310		0.19553	0.34192	0.0443644

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.198835 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1518762 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.301 m 슬래브 하연 : 1.061 m 강 선 도심 : -1.070 m
케이싱 상연 : -0.779 m 케이싱 하연 : -1.199 m
강 재 상연 : 1.061 m 강 재 하연 : -1.099 m

7) 균열 합성단면(야쓰미해법 계산시)

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.15907		0.31678	0.65800	0.0437116

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.99145 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07085996 m⁴

4.2.2. 부재 2번의 j단(텐던2EA 검토단면)

(1) 기본단면

1) 강재단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.700 × 0.044	0.03080	2.238	0.06893	0.15427	0.0000050
복 부 판	0.019 × 2.088	0.03967	1.172	0.04650	0.05449	0.0144133
하부플랜지	0.150 × 0.028	0.00420	0.114	0.00048	0.00005	0.0000003
∑		0.07467		0.11591	0.20881	0.0144186

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.552255 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.04330667 m⁴

◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
강 재 상연 : 0.708 m 강 재 하연 : -1.452 m

2) 케이싱단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
케 이 싱	1.000 × 0.420	0.42000	0.210	0.08820	0.01852	0.0061740
하부플랜지	0.150 × 0.028	-0.00420	0.114	-0.00048	-0.00005	-0.0000003
복 부 판	0.019 × 0.292	-0.00555	0.274	-0.00152	-0.00042	-0.0000394
쉬이스 관	Φ95 × 2EA	-0.01418	0.210	-0.00298	-0.00063	-0.0000080
∑		0.39608		0.08322	0.01742	0.0061263

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.2101114 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.006060825 m⁴

3) 바닥판단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
바 닥 판	2.700 × 0.240	0.64800	2.380	1.54224	3.67053	0.0031104
헌 치	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
복부 Conc'	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.700 × 0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
복 부 판	0.019 × -0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
∑		0.64800		1.54224	3.67053	0.0031104

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 2.38 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.003108917 m⁴

(2) 하중단계별 합성단면

1) CW하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	9.203	0.04304	0.210	0.00904	0.00190	0.0006586
∑		0.11771		0.12495	0.18182	0.0439653

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.061507 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.09314999 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.642 m 케이싱 하연 : -1.062 m
강 재 상연 : 1.198 m 강 재 하연 : -0.962 m

2) PS하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
∑		0.13497		0.12858	0.18258	0.0442294

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.9526561 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1043169 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.533 m 케이싱 하연 : -0.953 m 강 선 도심 : -0.824 m
강 재 상연 : 1.307 m 강 재 하연 : -0.853 m

3) BL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
강 선	1.025	0.00406	0.129	0.00052	0.00007	0.0000013
∑		0.13903		0.12910	0.18265	0.0442307

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.9285765 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1070015 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.509 m 케이싱 하연 : -0.929 m 강 선 도심 : -0.800 m
강 재 상연 : 1.331 m 강 재 하연 : -0.829 m

4) AL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
강 선	1.025	0.00406	0.129	0.00052	0.00007	0.0000013
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.22343		0.32997	0.66073	0.0446356

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.476838 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.2180533 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.023 m 슬래브 하연 : 0.783 m 강 선 도심 : -1.348 m
케이싱 상연 : -1.057 m 케이싱 하연 : -1.477 m
강 재 상연 : 0.783 m 강 재 하연 : -1.377 m

(3) 손실단계별 합성단면

1) 케이싱 초기크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	10.510	0.03769	0.210	0.00792	0.00166	0.0005767
∑		0.11236		0.12383	0.18158	0.0438834

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.102083 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.08899251 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.682 m 케이싱 하연 : -1.102 m
강 재 상연 : 1.158 m 강 재 하연 : -1.002 m

2) 케이싱 초기건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	14.451	0.02741	0.210	0.00576	0.00121	0.0004194
∑		0.10208		0.12167	0.18113	0.0437261

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.191908 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07983664 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.772 m 케이싱 하연 : -1.192 m
강 재 상연 : 1.068 m 강 재 하연 : -1.092 m

3) 케이싱 최종크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	13.137	0.03015	0.210	0.00633	0.00133	0.0004614
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.18922		0.32311	0.65933	0.0441730

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.707589 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1517639 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.792 m 슬래브 하연 : 0.552 m 강 선 도심 : -1.579 m
케이싱 상연 : -1.288 m 케이싱 하연 : -1.708 m
강 재 상연 : 0.552 m 강 재 하연 : -1.608 m

4) 케이싱 최종건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	19.706	0.02010	0.210	0.00422	0.00089	0.0003076
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.17917		0.32100	0.65889	0.0440192

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.791595 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1278073 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.708 m 슬래브 하연 : 0.468 m 강 선 도심 : -1.663 m
케이싱 상연 : -1.372 m 케이싱 하연 : -1.792 m
강 재 상연 : 0.468 m 강 재 하연 : -1.692 m

5) 바닥판 크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
바 닥 판	15.355	0.04220	2.380	0.10044	0.23904	0.0002025
∑		0.17717		0.22902	0.42162	0.0444319

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.292657 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1700077 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.207 m 슬래브 하연 : 0.967 m 강 선 도심 : -1.164 m
케이싱 상연 : -0.873 m 케이싱 하연 : -1.293 m
강 재 상연 : 0.967 m 강 재 하연 : -1.193 m

6) 바닥판 건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.06030	0.210	0.01267	0.00266	0.0009227
바 닥 판	23.032	0.02813	2.380	0.06695	0.15934	0.0001350
∑		0.16310		0.19553	0.34192	0.0443644

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.198835 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1518762 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.301 m 슬래브 하연 : 1.061 m 강 선 도심 : -1.070 m
케이싱 상연 : -0.779 m 케이싱 하연 : -1.199 m
강 재 상연 : 1.061 m 강 재 하연 : -1.099 m

7) 균열 합성단면(야쓰미해법 계산시)

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.15907		0.31678	0.65800	0.0437116

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.99145 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07085996 m⁴

4.2.3. 부재 3번의 i단(텐던4EA 검토단면)

(1) 기본단면

1) 강재단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.700 × 0.044	0.03080	2.238	0.06893	0.15427	0.0000050
복 부 판	0.019 × 2.088	0.03967	1.172	0.04650	0.05449	0.0144133
하부플랜지	0.150 × 0.028	0.00420	0.114	0.00048	0.00005	0.0000003
∑		0.07467		0.11591	0.20881	0.0144186

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.552255 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.04330667 m⁴

◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
강 재 상연 : 0.708 m 강 재 하연 : -1.452 m

2) 케이싱단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
케 이 싱	1.000 × 0.420	0.42000	0.210	0.08820	0.01852	0.0061740
하부플랜지	0.150 × 0.028	-0.00420	0.114	-0.00048	-0.00005	-0.0000003
복 부 판	0.019 × 0.292	-0.00555	0.274	-0.00152	-0.00042	-0.0000394
쉬이스 관	Φ95 × 4EA	-0.02835	0.129	-0.00366	-0.00047	-0.0000160
∑		0.38190		0.08254	0.01758	0.0061183

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.2161304 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.005858895 m⁴

3) 바닥판단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
바 닥 판	2.700 × 0.240	0.64800	2.380	1.54224	3.67053	0.0031104
헌 치	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
복부 Conc'	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.700 × 0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
복 부 판	0.019 × -0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
∑		0.64800		1.54224	3.67053	0.0031104

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 2.38 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.003108917 m⁴

(2) 하중단계별 합성단면

1) CW하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	9.203	0.04150	0.216	0.00897	0.00194	0.0006367
∑		0.11617		0.12488	0.18186	0.0439434

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.074976 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.09156036 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.655 m 케이싱 하연 : -1.075 m
강 재 상연 : 1.185 m 강 재 하연 : -0.975 m

2) PS하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
∑		0.13281		0.12848	0.18264	0.0441987

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.9673971 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1025475 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.547 m 케이싱 하연 : -0.967 m 강 선 도심 : -0.838 m
강 재 상연 : 1.293 m 강 재 하연 : -0.867 m

3) BL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
강 선	1.025	0.00812	0.129	0.00105	0.00014	0.0000051
∑		0.14093		0.12953	0.18278	0.0442038

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.9191088 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1079316 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.499 m 케이싱 하연 : -0.919 m 강 선 도심 : -0.790 m
강 재 상연 : 1.341 m 강 재 하연 : -0.819 m

4) AL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
강 선	1.025	0.00812	0.129	0.00105	0.00014	0.0000051
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.22533		0.33040	0.66086	0.0446087

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.466294 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.2210051 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.034 m 슬래브 하연 : 0.794 m 강 선 도심 : -1.337 m
케이싱 상연 : -1.046 m 케이싱 하연 : -1.466 m
강 재 상연 : 0.794 m 강 재 하연 : -1.366 m

(3) 손실단계별 합성단면

1) 케이싱 초기크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	10.510	0.03634	0.216	0.00785	0.00170	0.0005575
∑		0.11101		0.12376	0.18162	0.0438642

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.114855 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.0875098 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.695 m 케이싱 하연 : -1.115 m
강 재 상연 : 1.145 m 강 재 하연 : -1.015 m

2) 케이싱 초기건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	14.451	0.02643	0.216	0.00571	0.00123	0.0004054
∑		0.10110		0.12162	0.18115	0.0437121

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.202967 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07855721 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.783 m 케이싱 하연 : -1.203 m
강 재 상연 : 1.057 m 강 재 하연 : -1.103 m

3) 케이싱 최종크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	13.137	0.02907	0.216	0.00628	0.00136	0.0004460
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.18814		0.32306	0.65936	0.0441576

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.717126 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.148783 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.783 m 슬래브 하연 : 0.543 m 강 선 도심 : -1.588 m
케이싱 상연 : -1.297 m 케이싱 하연 : -1.717 m
강 재 상연 : 0.543 m 강 재 하연 : -1.617 m

4) 케이싱 최종건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	19.706	0.01938	0.216	0.00419	0.00091	0.0002973
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.17845		0.32097	0.65891	0.0440089

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.798655 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1256046 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.701 m 슬래브 하연 : 0.461 m 강 선 도심 : -1.670 m
케이싱 상연 : -1.379 m 케이싱 하연 : -1.799 m
강 재 상연 : 0.461 m 강 재 하연 : -1.699 m

5) 바닥판 크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
바 닥 판	15.355	0.04220	2.380	0.10044	0.23904	0.0002025
∑		0.17501		0.22892	0.42168	0.0444012

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.30804 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1666448 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.192 m 슬래브 하연 : 0.952 m 강 선 도심 : -1.179 m
케이싱 상연 : -0.888 m 케이싱 하연 : -1.308 m
강 재 상연 : 0.952 m 강 재 하연 : -1.208 m

6) 바닥판 건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
바 닥 판	23.032	0.02813	2.380	0.06695	0.15934	0.0001350
∑		0.16094		0.19543	0.34198	0.0443337

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.214303 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1490024 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.286 m 슬래브 하연 : 1.046 m 강 선 도심 : -1.085 m
케이싱 상연 : -0.794 m 케이싱 하연 : -1.214 m
강 재 상연 : 1.046 m 강 재 하연 : -1.114 m

7) 균열 합성단면(야쓰미해법 계산시)

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.15907		0.31678	0.65800	0.0437116

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.99145 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07085996 m⁴

4.2.4. 부재 3번의 j단(강재변화점 검토단면)

(1) 기본단면

1) 강재단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.700 × 0.044	0.03080	2.238	0.06893	0.15427	0.0000050
복 부 판	0.019 × 2.088	0.03967	1.172	0.04650	0.05449	0.0144133
하부플랜지	0.150 × 0.028	0.00420	0.114	0.00048	0.00005	0.0000003
∑		0.07467		0.11591	0.20881	0.0144186

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.552255 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.04330667 m⁴

◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
강 재 상연 : 0.708 m 강 재 하연 : -1.452 m

2) 케이싱단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
케 이 싱	1.000 × 0.420	0.42000	0.210	0.08820	0.01852	0.0061740
하부플랜지	0.150 × 0.028	-0.00420	0.114	-0.00048	-0.00005	-0.0000003
복 부 판	0.019 × 0.292	-0.00555	0.274	-0.00152	-0.00042	-0.0000394
쉬이스 관	Φ95 × 4EA	-0.02835	0.129	-0.00366	-0.00047	-0.0000160
∑		0.38190		0.08254	0.01758	0.0061183

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.2161304 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.005858895 m⁴

3) 바닥판단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
바 닥 판	2.700 × 0.240	0.64800	2.380	1.54224	3.67053	0.0031104
헌 치	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
복부 Conc'	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.700 × 0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
복 부 판	0.019 × -0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
∑		0.64800		1.54224	3.67053	0.0031104

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 2.38 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.003108917 m⁴

(2) 하중단계별 합성단면

1) CW하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	9.203	0.04150	0.216	0.00897	0.00194	0.0006367
∑		0.11617		0.12488	0.18186	0.0439434

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.074976 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.09156036 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.655 m 케이싱 하연 : -1.075 m
강 재 상연 : 1.185 m 강 재 하연 : -0.975 m

2) PS하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
∑		0.13281		0.12848	0.18264	0.0441987

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.9673971 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1025475 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.547 m 케이싱 하연 : -0.967 m 강 선 도심 : -0.838 m
강 재 상연 : 1.293 m 강 재 하연 : -0.867 m

3) BL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
강 선	1.025	0.00812	0.129	0.00105	0.00014	0.0000051
∑		0.14093		0.12953	0.18278	0.0442038

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.9191088 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1079316 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.499 m 케이싱 하연 : -0.919 m 강 선 도심 : -0.790 m
강 재 상연 : 1.341 m 강 재 하연 : -0.819 m

4) AL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
강 선	1.025	0.00812	0.129	0.00105	0.00014	0.0000051
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.22533		0.33040	0.66086	0.0446087

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.466294 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.2210051 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.034 m 슬래브 하연 : 0.794 m 강 선 도심 : -1.337 m
케이싱 상연 : -1.046 m 케이싱 하연 : -1.466 m
강 재 상연 : 0.794 m 강 재 하연 : -1.366 m

(3) 손실단계별 합성단면

1) 케이싱 초기크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	10.510	0.03634	0.216	0.00785	0.00170	0.0005575
∑		0.11101		0.12376	0.18162	0.0438642

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.114855 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.0875098 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.695 m 케이싱 하연 : -1.115 m
강 재 상연 : 1.145 m 강 재 하연 : -1.015 m

2) 케이싱 초기건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	14.451	0.02643	0.216	0.00571	0.00123	0.0004054
∑		0.10110		0.12162	0.18115	0.0437121

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.202967 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07855721 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.783 m 케이싱 하연 : -1.203 m
강 재 상연 : 1.057 m 강 재 하연 : -1.103 m

3) 케이싱 최종크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	13.137	0.02907	0.216	0.00628	0.00136	0.0004460
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.18814		0.32306	0.65936	0.0441576

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.717126 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.148783 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.783 m 슬래브 하연 : 0.543 m 강 선 도심 : -1.588 m
케이싱 상연 : -1.297 m 케이싱 하연 : -1.717 m
강 재 상연 : 0.543 m 강 재 하연 : -1.617 m

4) 케이싱 최종건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	19.706	0.01938	0.216	0.00419	0.00091	0.0002973
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.17845		0.32097	0.65891	0.0440089

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.798655 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1256046 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.701 m 슬래브 하연 : 0.461 m 강 선 도심 : -1.670 m
케이싱 상연 : -1.379 m 케이싱 하연 : -1.799 m
강 재 상연 : 0.461 m 강 재 하연 : -1.699 m

5) 바닥판 크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
바 닥 판	15.355	0.04220	2.380	0.10044	0.23904	0.0002025
∑		0.17501		0.22892	0.42168	0.0444012

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.30804 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1666448 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.192 m 슬래브 하연 : 0.952 m 강 선 도심 : -1.179 m
케이싱 상연 : -0.888 m 케이싱 하연 : -1.308 m
강 재 상연 : 0.952 m 강 재 하연 : -1.208 m

6) 바닥판 건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
케 이 싱	6.569	0.05814	0.216	0.01257	0.00272	0.0008920
바 닥 판	23.032	0.02813	2.380	0.06695	0.15934	0.0001350
∑		0.16094		0.19543	0.34198	0.0443337

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.214303 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1490024 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.286 m 슬래브 하연 : 1.046 m 강 선 도심 : -1.085 m
케이싱 상연 : -0.794 m 케이싱 하연 : -1.214 m
강 재 상연 : 1.046 m 강 재 하연 : -1.114 m

7) 균열 합성단면(야쓰미해법 계산시)

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.07467	1.552	0.11591	0.17992	0.0433067
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.15907		0.31678	0.65800	0.0437116

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.99145 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07085996 m⁴

4.2.5. 부재 4번의 i단(부재이음 검토단면)

(1) 기본단면

1) 강재단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.900 × 0.044	0.03960	2.238	0.08862	0.19834	0.0000064
복 부 판	0.019 × 2.088	0.03967	1.172	0.04650	0.05449	0.0144133
하부플랜지	0.200 × 0.028	0.00560	0.114	0.00064	0.00007	0.0000004
∑		0.08487		0.13576	0.25290	0.0144201

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.599585 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.05016043 m⁴

◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
강 재 상연 : 0.660 m 강 재 하연 : -1.500 m

2) 케이싱단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
케 이 싱	1.000 × 0.420	0.42000	0.210	0.08820	0.01852	0.0061740
하부플랜지	0.200 × 0.028	-0.00560	0.114	-0.00064	-0.00007	-0.0000004
복 부 판	0.019 × 0.292	-0.00555	0.274	-0.00152	-0.00042	-0.0000394
쉬이스 관	Φ95 × 4EA	-0.02835	0.129	-0.00366	-0.00047	-0.0000160
∑		0.38050		0.08238	0.01756	0.0061182

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.2165051 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.005842507 m⁴

3) 바닥판단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
바 닥 판	2.700 × 0.240	0.64800	2.380	1.54224	3.67053	0.0031104
헌 치	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
복부 Conc'	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.900 × 0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
복 부 판	0.019 × -0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
∑		0.64800		1.54224	3.67053	0.0031104

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 2.38 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.003108917 m⁴

(2) 하중단계별 합성단면

1) CW하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	9.203	0.04135	0.217	0.00895	0.00194	0.0006349
∑		0.12622		0.14471	0.21909	0.0507953

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.14649 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1039767 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.726 m 케이싱 하연 : -1.146 m
강 재 상연 : 1.114 m 강 재 하연 : -1.046 m

2) PS하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
∑		0.14280		0.14830	0.21987	0.0510499

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.038515 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1169081 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.619 m 케이싱 하연 : -1.039 m 강 선 도심 : -0.910 m
강 재 상연 : 1.221 m 강 재 하연 : -0.939 m

3) BL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
강 선	1.025	0.00812	0.129	0.00105	0.00014	0.0000051
∑		0.15092		0.14935	0.22001	0.0510550

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.989597 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1232687 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.570 m 케이싱 하연 : -0.990 m 강 선 도심 : -0.861 m
강 재 상연 : 1.270 m 강 재 하연 : -0.890 m

4) AL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
강 선	1.025	0.00812	0.129	0.00105	0.00014	0.0000051
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.23532		0.35022	0.69809	0.0514599

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.488271 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.2283276 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.012 m 슬래브 하연 : 0.772 m 강 선 도심 : -1.359 m
케이싱 상연 : -1.068 m 케이싱 하연 : -1.488 m
강 재 상연 : 0.772 m 강 재 하연 : -1.388 m

(3) 손실단계별 합성단면

1) 케이싱 초기크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	10.510	0.03620	0.217	0.00784	0.00170	0.0005559
∑		0.12107		0.14360	0.21885	0.0507163

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.186091 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.0992437 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.766 m 케이싱 하연 : -1.186 m
강 재 상연 : 1.074 m 강 재 하연 : -1.086 m

2) 케이싱 초기건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	14.451	0.02633	0.217	0.00570	0.00123	0.0004043
∑		0.11120		0.14146	0.21838	0.0505647

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.272122 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.08899029 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.852 m 케이싱 하연 : -1.272 m
강 재 상연 : 0.988 m 강 재 하연 : -1.172 m

3) 케이싱 최종크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	13.137	0.02896	0.217	0.00627	0.00136	0.0004447
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.19823		0.34290	0.69659	0.0510100

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.729809 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1544486 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.770 m 슬래브 하연 : 0.530 m 강 선 도심 : -1.601 m
케이싱 상연 : -1.310 m 케이싱 하연 : -1.730 m
강 재 상연 : 0.530 m 강 재 하연 : -1.630 m

4) 케이싱 최종건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	19.706	0.01931	0.217	0.00418	0.00091	0.0002965
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.18858		0.34081	0.69614	0.0508618

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.807244 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1310751 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.693 m 슬래브 하연 : 0.453 m 강 선 도심 : -1.678 m
케이싱 상연 : -1.387 m 케이싱 하연 : -1.807 m
강 재 상연 : 0.453 m 강 재 하연 : -1.707 m

5) 바닥판 크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
바 닥 판	15.355	0.04220	2.380	0.10044	0.23904	0.0002025
∑		0.18500		0.24874	0.45891	0.0512524

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.344541 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1757214 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.155 m 슬래브 하연 : 0.915 m 강 선 도심 : -1.216 m
케이싱 상연 : -0.925 m 케이싱 하연 : -1.345 m
강 재 상연 : 0.915 m 강 재 하연 : -1.245 m

6) 바닥판 건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
바 닥 판	23.032	0.02813	2.380	0.06695	0.15934	0.0001350
∑		0.17093		0.21525	0.37921	0.0511849

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.259287 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1593333 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.241 m 슬래브 하연 : 1.001 m 강 선 도심 : -1.130 m
케이싱 상연 : -0.839 m 케이싱 하연 : -1.259 m
강 재 상연 : 1.001 m 강 재 하연 : -1.159 m

7) 균열 합성단면(야쓰미해법 계산시)

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.16927		0.33663	0.69523	0.0505653

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.988716 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07633381 m⁴

4.2.6. 부재 6번의 i단(지간중앙 검토단면)

(1) 기본단면

1) 강재단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.900 × 0.044	0.03960	2.238	0.08862	0.19834	0.0000064
복 부 판	0.019 × 2.088	0.03967	1.172	0.04650	0.05449	0.0144133
하부플랜지	0.200 × 0.028	0.00560	0.114	0.00064	0.00007	0.0000004
∑		0.08487		0.13576	0.25290	0.0144201

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.599585 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.05016043 m⁴

◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
강 재 상연 : 0.660 m 강 재 하연 : -1.500 m

2) 케이싱단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
케 이 싱	1.000 × 0.420	0.42000	0.210	0.08820	0.01852	0.0061740
하부플랜지	0.200 × 0.028	-0.00560	0.114	-0.00064	-0.00007	-0.0000004
복 부 판	0.019 × 0.292	-0.00555	0.274	-0.00152	-0.00042	-0.0000394
쉬이스 관	Φ95 × 4EA	-0.02835	0.129	-0.00366	-0.00047	-0.0000160
∑		0.38050		0.08238	0.01756	0.0061182

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.2165051 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.005842507 m⁴

3) 바닥판단면

부 재 명	치 수	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
바 닥 판	2.700 × 0.240	0.64800	2.380	1.54224	3.67053	0.0031104
헌 치	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
복부 Conc'	0.000 × 0.000	0.00000	2.260	0.00000	0.00000	0.0000000
상부덮개판	0.000 × 0.000	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
상부플랜지	0.900 × 0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
복 부 판	0.019 × -0.044	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.0000000
∑		0.64800		1.54224	3.67053	0.0031104

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 2.38 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.003108917 m⁴

(2) 하중단계별 합성단면

1) CW하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	9.203	0.04135	0.217	0.00895	0.00194	0.0006349
∑		0.12622		0.14471	0.21909	0.0507953

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.14649 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1039767 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.726 m 케이싱 하연 : -1.146 m
강 재 상연 : 1.114 m 강 재 하연 : -1.046 m

2) PS하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
∑		0.14280		0.14830	0.21987	0.0510499

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.038515 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1169081 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.619 m 케이싱 하연 : -1.039 m 강 선 도심 : -0.910 m
강 재 상연 : 1.221 m 강 재 하연 : -0.939 m

3) BL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
강 선	1.025	0.00812	0.129	0.00105	0.00014	0.0000051
∑		0.15092		0.14935	0.22001	0.0510550

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 0.989597 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1232687 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.570 m 케이싱 하연 : -0.990 m 강 선 도심 : -0.861 m
강 재 상연 : 1.270 m 강 재 하연 : -0.890 m

4) AL하중단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
강 선	1.025	0.00812	0.129	0.00105	0.00014	0.0000051
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.23532		0.35022	0.69809	0.0514599

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.488271 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.2283276 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.012 m 슬래브 하연 : 0.772 m 강 선 도심 : -1.359 m
케이싱 상연 : -1.068 m 케이싱 하연 : -1.488 m
강 재 상연 : 0.772 m 강 재 하연 : -1.388 m

(3) 손실단계별 합성단면

1) 케이싱 초기크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	10.510	0.03620	0.217	0.00784	0.00170	0.0005559
∑		0.12107		0.14360	0.21885	0.0507163

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.186091 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.0992437 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.766 m 케이싱 하연 : -1.186 m
강 재 상연 : 1.074 m 강 재 하연 : -1.086 m

2) 케이싱 초기건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	14.451	0.02633	0.217	0.00570	0.00123	0.0004043
∑		0.11120		0.14146	0.21838	0.0505647

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.272122 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.08899029 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
케이싱 상연 : -0.852 m 케이싱 하연 : -1.272 m
강 재 상연 : 0.988 m 강 재 하연 : -1.172 m

3) 케이싱 최종크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	13.137	0.02896	0.217	0.00627	0.00136	0.0004447
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.19823		0.34290	0.69659	0.0510100

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.729809 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1544486 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.770 m 슬래브 하연 : 0.530 m 강 선 도심 : -1.601 m
케이싱 상연 : -1.310 m 케이싱 하연 : -1.730 m
강 재 상연 : 0.530 m 강 재 하연 : -1.630 m

4) 케이싱 최종건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	19.706	0.01931	0.217	0.00418	0.00091	0.0002965
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.18858		0.34081	0.69614	0.0508618

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.807244 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1310751 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 0.693 m 슬래브 하연 : 0.453 m 강 선 도심 : -1.678 m
케이싱 상연 : -1.387 m 케이싱 하연 : -1.807 m
강 재 상연 : 0.453 m 강 재 하연 : -1.707 m

5) 바닥판 크리프단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
바 닥 판	15.355	0.04220	2.380	0.10044	0.23904	0.0002025
∑		0.18500		0.24874	0.45891	0.0512524

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.344541 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1757214 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.155 m 슬래브 하연 : 0.915 m 강 선 도심 : -1.216 m
케이싱 상연 : -0.925 m 케이싱 하연 : -1.345 m
강 재 상연 : 0.915 m 강 재 하연 : -1.245 m

6) 바닥판 건조수축단계 합성단면

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
케 이 싱	6.569	0.05793	0.217	0.01254	0.00272	0.0008895
바 닥 판	23.032	0.02813	2.380	0.06695	0.15934	0.0001350
∑		0.17093		0.21525	0.37921	0.0511849

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.259287 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.1593333 m⁴
◆ 중립축에서 각 단면요소까지의 거리
슬래브 상연 : 1.241 m 슬래브 하연 : 1.001 m 강 선 도심 : -1.130 m
케이싱 상연 : -0.839 m 케이싱 하연 : -1.259 m
강 재 상연 : 1.001 m 강 재 하연 : -1.159 m

7) 균열 합성단면(야쓰미해법 계산시)

부 재 명	n	A(㎡)	y(m)	A×y(㎥)	A×y² (m⁴)	Io(m⁴)
강 재	1.000	0.08487	1.600	0.13576	0.21715	0.0501604
바 닥 판	7.677	0.08440	2.380	0.20087	0.47808	0.0004049
∑		0.16927		0.33663	0.69523	0.0505653

단면 중립축 거리(z) = ∑(A×y) / ∑A = 1.988716 m
중립축에 대한 단면2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - A×z² = 0.07633381 m⁴

4.3. 거더별 주요위치의 단면성질 요약

4.3.1. G1의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
2번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
2번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
3번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
3번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
4번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
6번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.2. G1의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
2번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
2번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
3번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
3번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
4번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
6번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

4.3.3. G2의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
12번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
12번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
13번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
13번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
14번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
16번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.4. G2의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
12번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
12번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
13번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
13번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
14번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
16번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

4.3.5. G3의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
22번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
22번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
23번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
23번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
24번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
26번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.6. G3의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
22번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
22번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
23번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
23번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
24번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
26번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

4.3.7. G4의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
32번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
32번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
33번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
33번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
34번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
36번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.8. G4의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
32번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
32번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
33번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
33번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
34번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
36번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

4.3.9. G5의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
42번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
42번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
43번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
43번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
44번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
46번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.10. G5의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
42번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
42번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
43번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
43번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
44번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
46번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

4.3.11. G6의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
52번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
52번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
53번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
53번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
54번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
56번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.12. G6의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
52번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
52번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
53번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
53번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
54번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
56번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

4.3.13. G7의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
62번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
62번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
63번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
63번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
64번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
66번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.14. G7의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
62번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
62번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
63번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
63번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
64번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
66번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

4.3.15. G8의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
72번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
72번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
73번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
73번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
74번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
76번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.16. G8의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
72번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
72번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
73번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
73번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
74번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
76번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

4.3.17. G9의 합성단면

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
82번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
82번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.074672	0.11771	0.13497	0.13903	0.22343
	I(m⁴)	0.04330667	0.09314999	0.1043169	0.1070015	0.2180533
	바닥판상연(m)					1.023162
	바닥판하연(m)					0.7831616
	케이싱상연(m)		-0.6415071	-0.5326561	-0.5085765	-1.056838
	케이싱하연(m)		-1.061507	-0.9526561	-0.9285765	-1.476838
	강 재상연(m)	0.7077447	1.198493	1.307344	1.331424	0.7831616
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9615071	-0.8526561	-0.8285764	-1.376838
	강 선중심(m)			-0.8236561	-0.7995765	-1.347838
83번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294
83번 (강재변화) j단	A(m²)	0.074672	0.11617	0.13281	0.14093	0.22533
	I(m⁴)	0.04330667	0.09156036	0.1025475	0.1079316	0.2210051
	바닥판상연(m)					1.033706
	바닥판하연(m)					0.7937059
	케이싱상연(m)		-0.6549764	-0.5473971	-0.4991088	-1.046294
	케이싱하연(m)		-1.074976	-0.9673971	-0.9191088	-1.466294
	강 재상연(m)	0.7077447	1.185024	1.292603	1.340891	0.7937059
	강 재하연(m)	-1.452255	-0.9749763	-0.8673971	-0.8191088	-1.366294
	강 선중심(m)			-0.8383971	-0.7901088	-1.337294

부재	단면특성	SW단계	CW단계	PS단계	BL단계	AL단계
84번 (부재이음) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271
86번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.084872	0.12622	0.1428	0.15092	0.23532
	I(m⁴)	0.05016043	0.1039767	0.1169081	0.1232687	0.2283276
	바닥판상연(m)					1.011729
	바닥판하연(m)					0.7717288
	케이싱상연(m)		-0.7264901	-0.6185154	-0.569597	-1.068271
	케이싱하연(m)		-1.14649	-1.038515	-0.989597	-1.488271
	강 재상연(m)	0.6604148	1.11351	1.221485	1.270403	0.7717288
	강 재하연(m)	-1.499585	-1.04649	-0.9385153	-0.889597	-1.388271
	강 선중심(m)			-0.9095153	-0.860597	-1.359271

4.3.18. G9의 손실단면(야쓰미 해법 적용)

부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
82번 (시 지 점) i단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
82번 (텐던2EA) j단	A(m²)	0.1124	0.1021	0.1892	0.1792	0.1772	0.1631	0.1591
	I(m⁴)	0.0890	0.0798	0.1518	0.1278	0.1700	0.1519	0.0709
	바닥판상연			0.7924	0.7084	1.2073	1.3012	
	바닥판하연			0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	케이싱상연	-0.6821	-0.7719	-1.2876	-1.3716	-0.8727	-0.7788	
	케이싱하연	-1.1021	-1.1919	-1.7076	-1.7916	-1.2927	-1.1988	
	강 재상연	1.1579	1.0681	0.5524	0.4684	0.9673	1.0612	
	강 재하연	-1.0021	-1.0919	-1.6076	-1.6916	-1.1927	-1.0988	
	강 선중심			-1.5786	-1.6626	-1.1637	-1.0698	
83번 (텐던4EA) i단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	
83번 (강재변화) j단	A(m²)	0.1110	0.1011	0.1881	0.1785	0.1750	0.1609	0.1591
	I(m⁴)	0.0875	0.0786	0.1488	0.1256	0.1666	0.1490	0.0709
	바닥판상연			0.7829	0.7013	1.1920	1.2857	
	바닥판하연			0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	케이싱상연	-0.6949	-0.7830	-1.2971	-1.3787	-0.8880	-0.7943	
	케이싱하연	-1.1149	-1.2030	-1.7171	-1.7987	-1.3080	-1.2143	
	강 재상연	1.1451	1.0570	0.5429	0.4613	0.9520	1.0457	
	강 재하연	-1.0149	-1.1030	-1.6171	-1.6987	-1.2080	-1.1143	
	강 선중심			-1.5881	-1.6697	-1.1790	-1.0853	

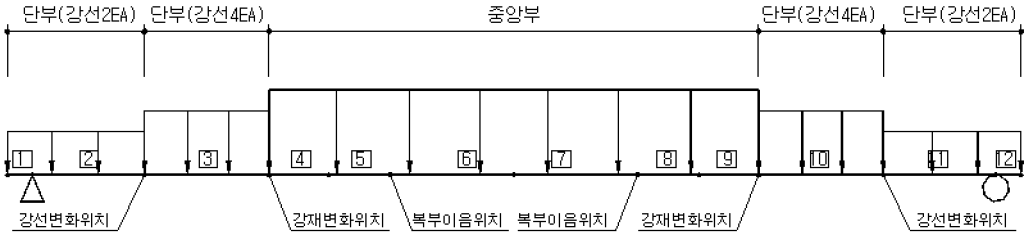
부재	단면특성	CRci	SHci	CRce	SHce	CRs	SHs	GITA
84번 (부재이음) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	
86번 (지간중앙) i단	A(m²)	0.1211	0.1112	0.1982	0.1886	0.1850	0.1709	0.1693
	I(m⁴)	0.0992	0.0890	0.1544	0.1311	0.1757	0.1593	0.0763
	바닥판상연			0.7702	0.6928	1.1555	1.2407	
	바닥판하연			0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	케이싱상연	-0.7661	-0.8521	-1.3098	-1.3872	-0.9245	-0.8393	
	케이싱하연	-1.1861	-1.2721	-1.7298	-1.8072	-1.3445	-1.2593	
	강 재상연	1.0739	0.9879	0.5302	0.4528	0.9155	1.0007	
	강 재하연	-1.0861	-1.1721	-1.6298	-1.7072	-1.2445	-1.1593	
	강 선중심			-1.6008	-1.6782	-1.2155	-1.1303	

5. 설계하중

5.1. 거더자중 및 탈형하중(SW단계,CW단계)

매달기 지점에 힌지장치가 구성되어 회전변위가 자유로운 단순지지 상태를 설계의 조건으로 하였으며, 횡지지 장치 또는 동바리, 지점조건에 의해 거더의 변위구속조건이 변경될 경우에는 거더자중에 대한 응력 및 처짐량이 변화하므로 재설계하여야한다.

5.1.1. G 1의 경우

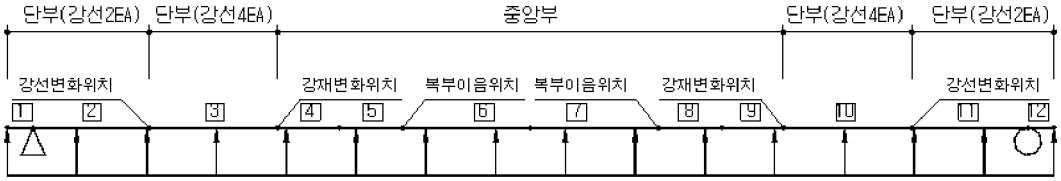


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

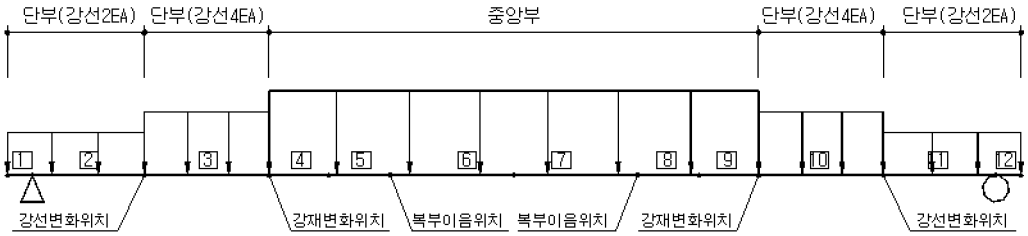
부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
1	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
2	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
3	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
4	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
5	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
6	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
7	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
8	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
9	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
10	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)



- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.1.2. G 2의 경우

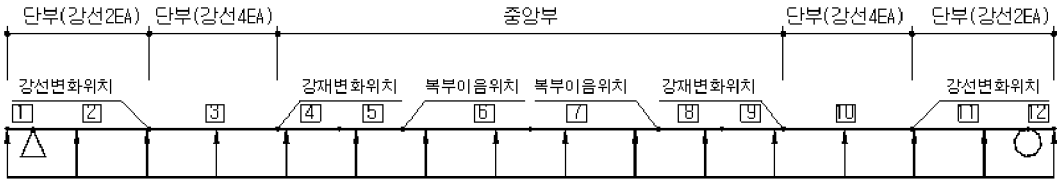


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

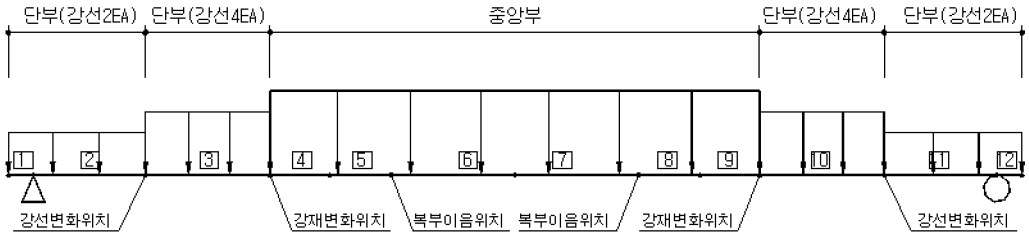
부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
11	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
12	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
13	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
14	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
15	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
16	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
17	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
18	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
19	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
20	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)



- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.1.3. G 3의 경우

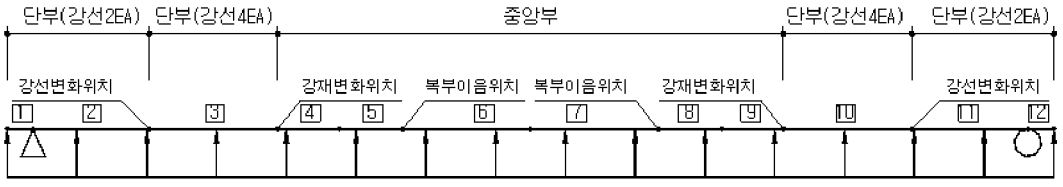


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

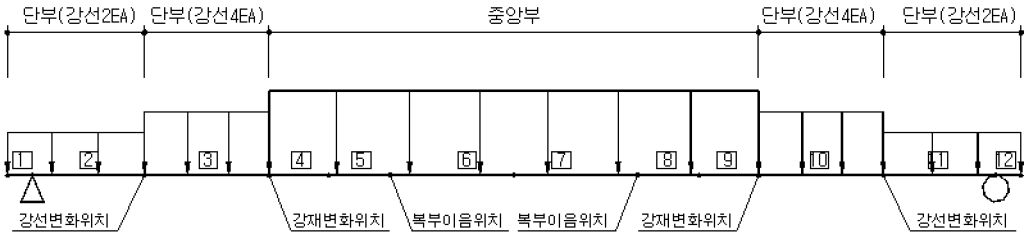
부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
21	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
22	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
23	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
24	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
25	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
26	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
27	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
28	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
29	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
30	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)



- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.1.4. G 4의 경우

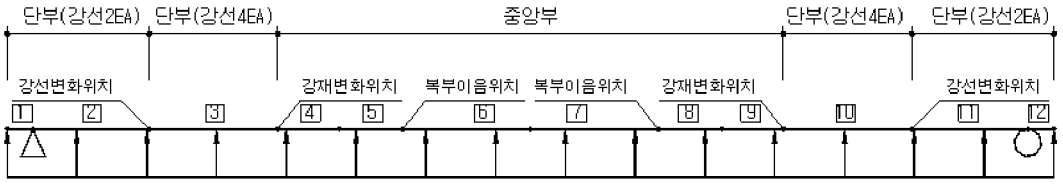


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

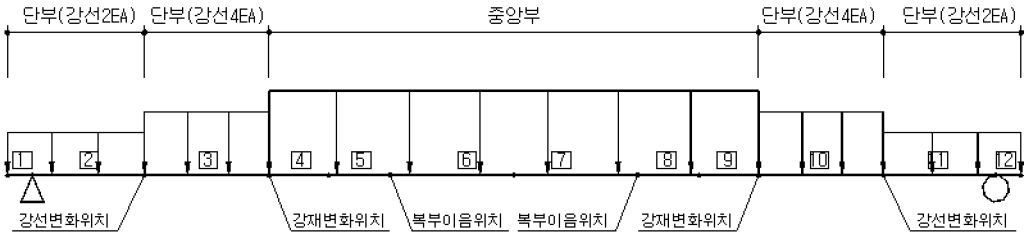
부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
31	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
32	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
33	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
34	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
35	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
36	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
37	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
38	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
39	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
40	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)



- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.1.5. G 5의 경우

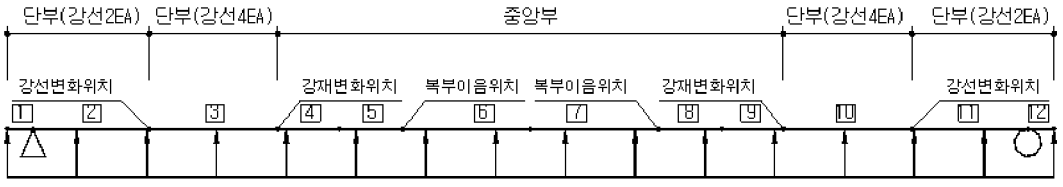


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

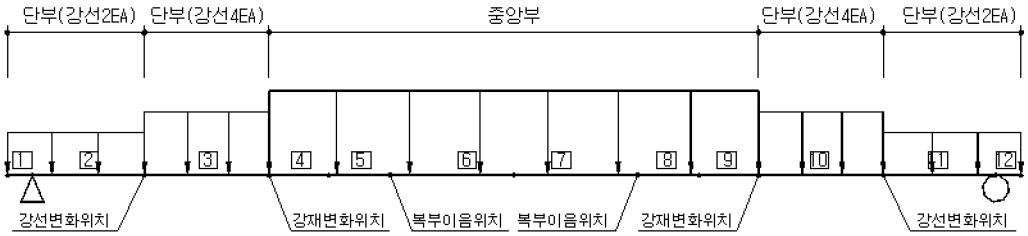
부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
41	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
42	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
43	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
44	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
45	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
46	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
47	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
48	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
49	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
50	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)



- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.1.6. G 6의 경우

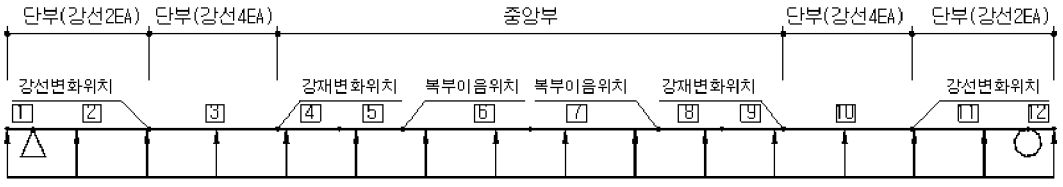


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

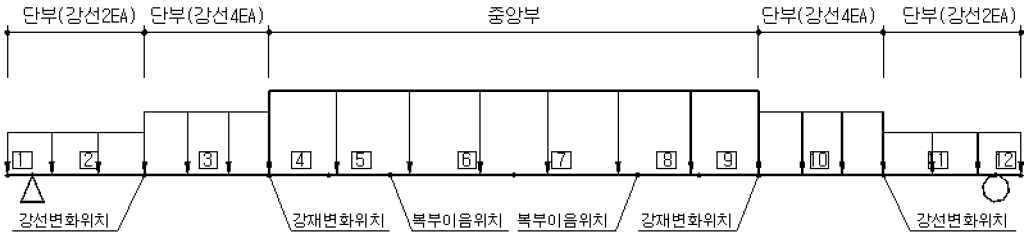
부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
51	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
52	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
53	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
54	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
55	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
56	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
57	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
58	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
59	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
60	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)



- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.1.7. G 7의 경우

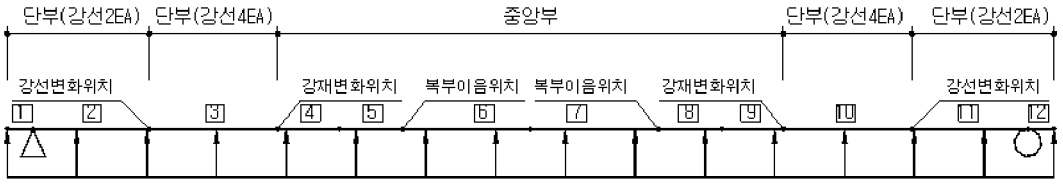


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

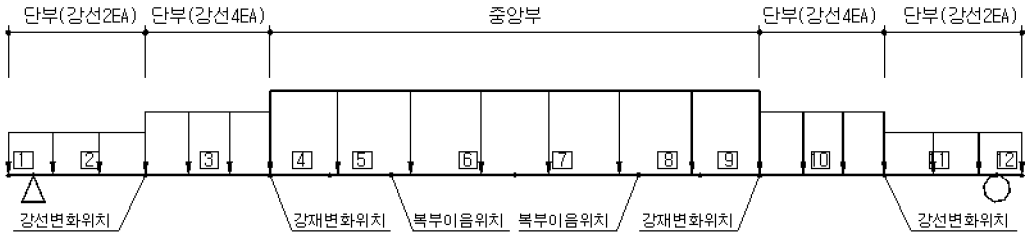
부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
61	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
62	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
63	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
64	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
65	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
66	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
67	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
68	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
69	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
70	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)



- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.1.8. G 8의 경우

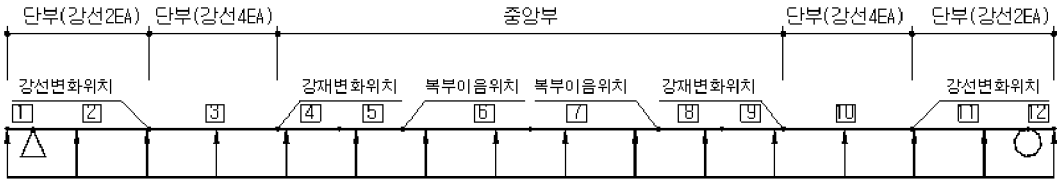


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

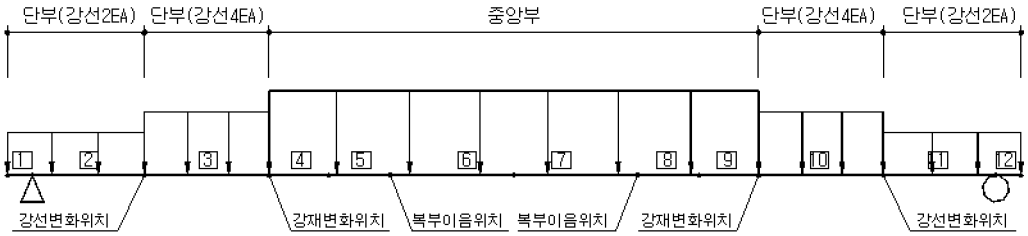
부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
71	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
72	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
73	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
74	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
75	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
76	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
77	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
78	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
79	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
80	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)



- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.1.9. G 9의 경우

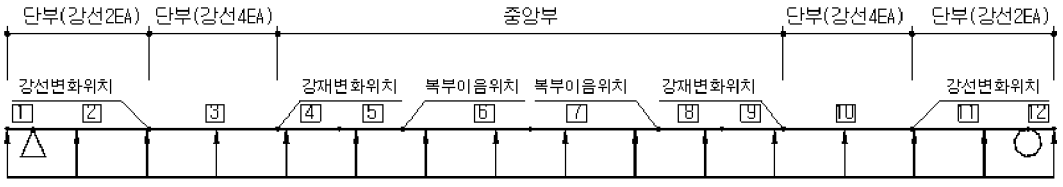


※ 매달기 거푸집(3000 N/m)은 모든거더의 전지간에 재하됨

※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	강재 자중 (Ast×wst) N/m	케이싱 자중 (Acs×wcs) N/m	PS강재 자중 (EA×wtd/m) N/m
81	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
82	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
83	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
84	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
85	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
86	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
87	0.0849 × 78500 = 6662	0.380 × 25000 = 9512	60 × 11.01 = 661
88	0.0747 × 78500 = 5862	0.382 × 25000 = 9547	60 × 11.01 = 661
89	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330
90	0.0747 × 78500 = 5862	0.396 × 25000 = 9902	30 × 11.01 = 330

※ 거푸집 탈형으로 인한 탄성복원력(CW단계)

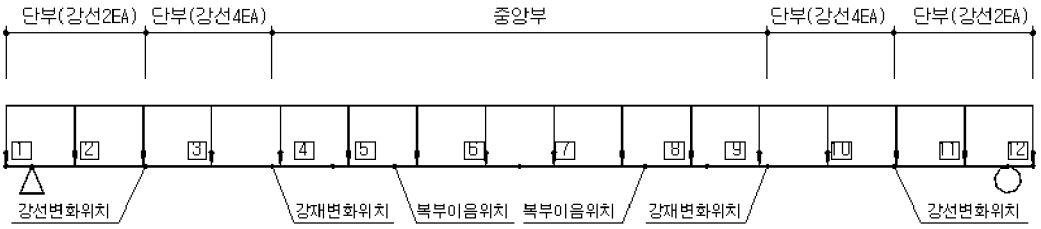


- 거푸집 탈형 시 매달기 거푸집의 자중과 동일한 크기로 강재의 탄성복원력이 상향력으로 작용.

5.2. 합성전 고정하중(BL단계)

5.2.1. G 1의 경우

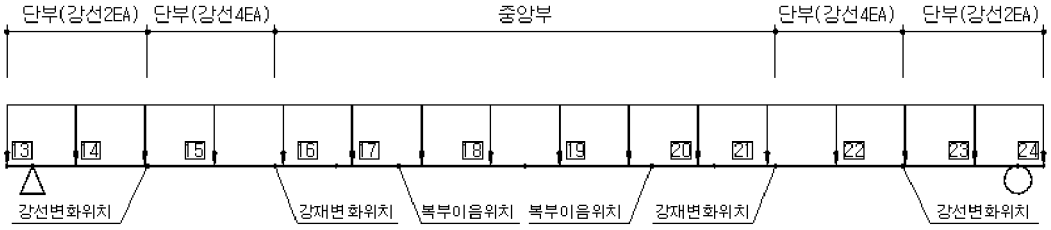
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
1	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
2	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
3	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
4	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
5	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
6	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
7	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
8	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
9	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
10	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

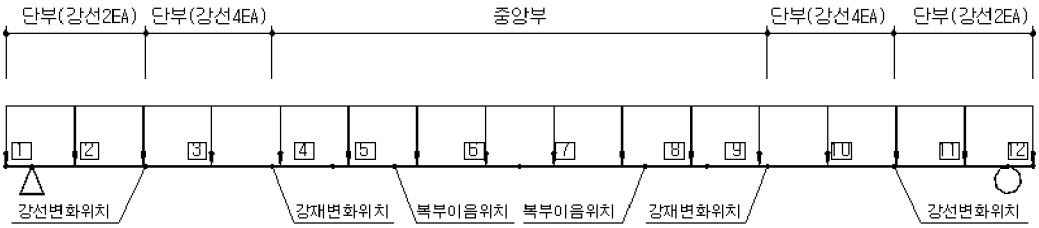
(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	1.398	0.552	2.748	0.000	19288
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	1.398	0.552	2.748	0.000	19288

5.2.2. G 2의 경우

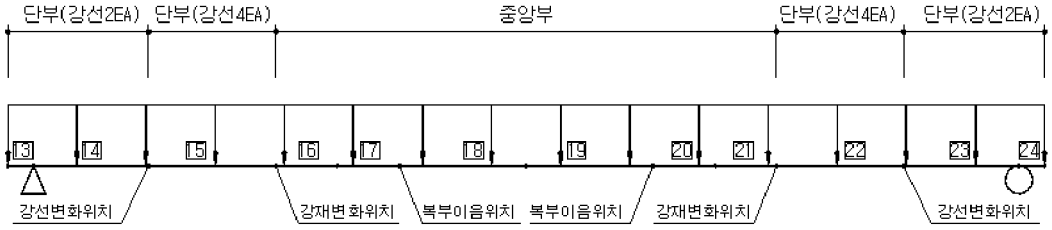
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
11	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
12	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
13	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
14	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
15	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
16	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
17	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
18	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
19	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
20	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

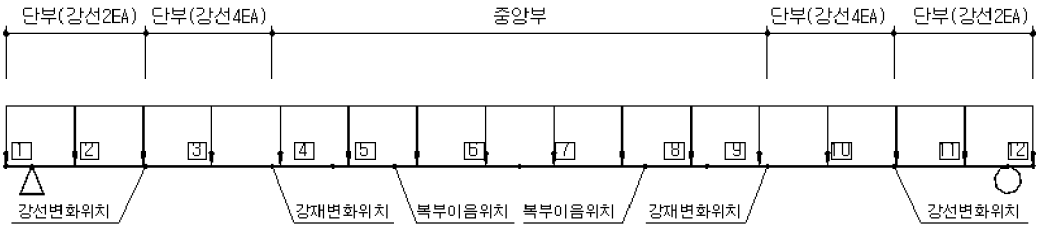
(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575

5.2.3. G 3의 경우

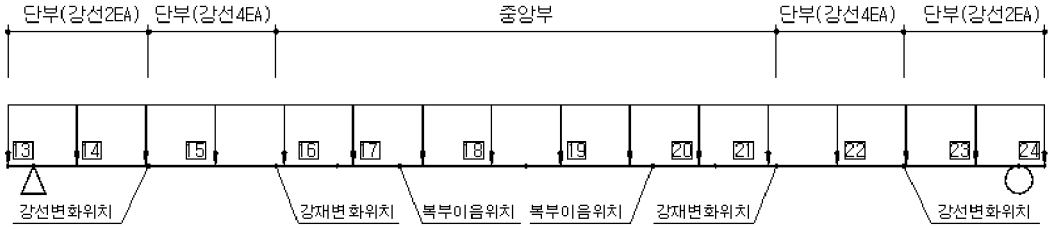
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
21	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
22	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
23	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
24	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
25	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
26	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
27	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
28	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
29	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
30	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

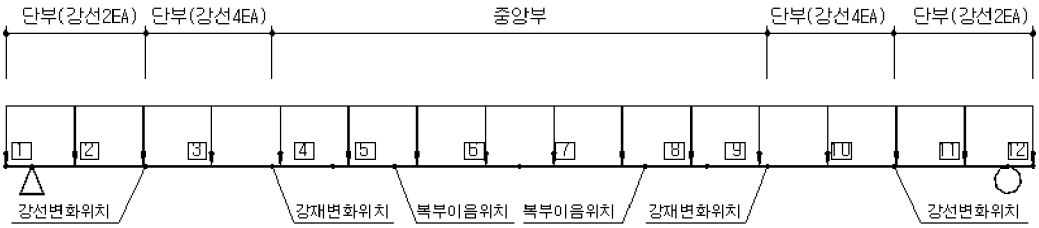
(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575

5.2.4. G 4의 경우

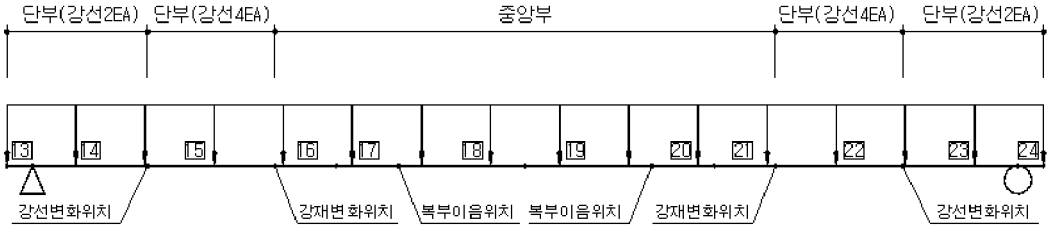
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
31	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
32	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
33	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
34	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
35	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
36	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
37	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
38	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
39	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
40	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

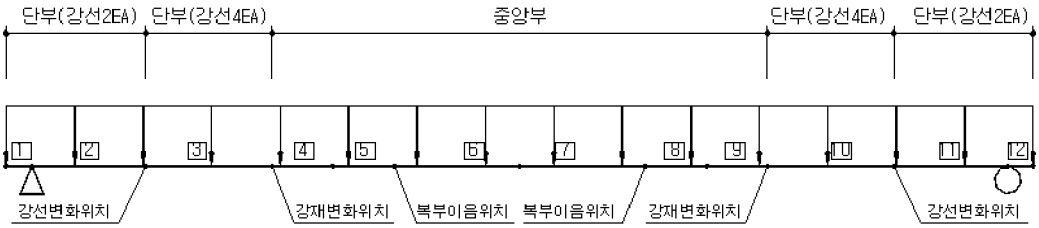
(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575

5.2.5. G 5의 경우

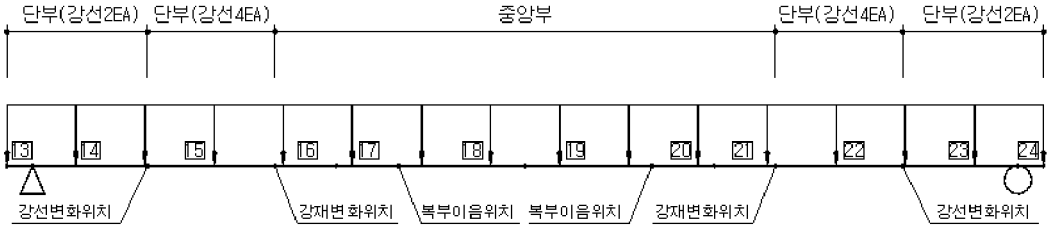
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
41	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
42	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
43	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
44	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
45	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
46	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
47	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
48	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
49	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
50	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

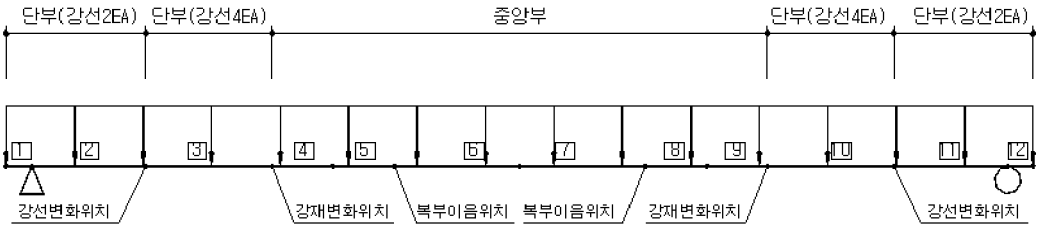
(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575

5.2.6. G 6의 경우

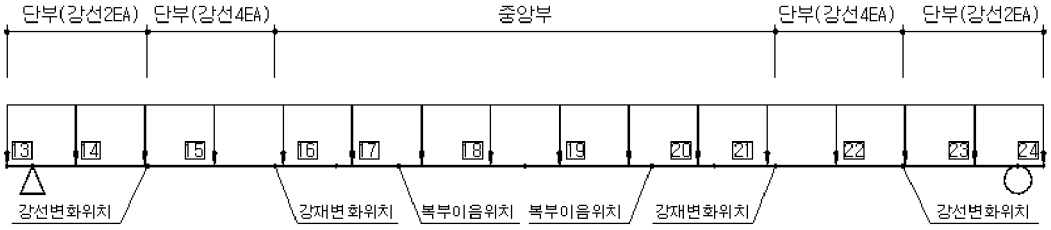
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
51	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
52	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
53	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
54	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
55	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
56	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
57	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
58	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
59	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
60	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

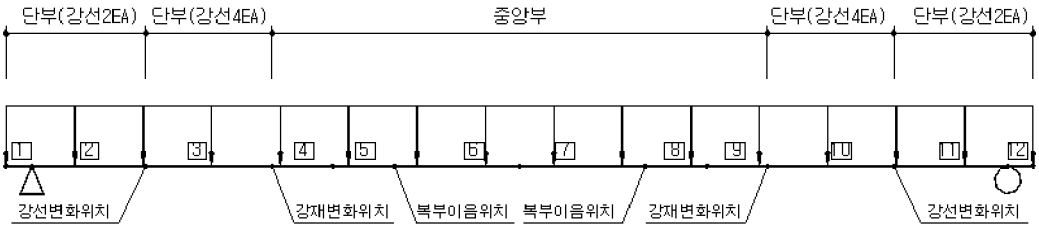
(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575

5.2.7. G 7의 경우

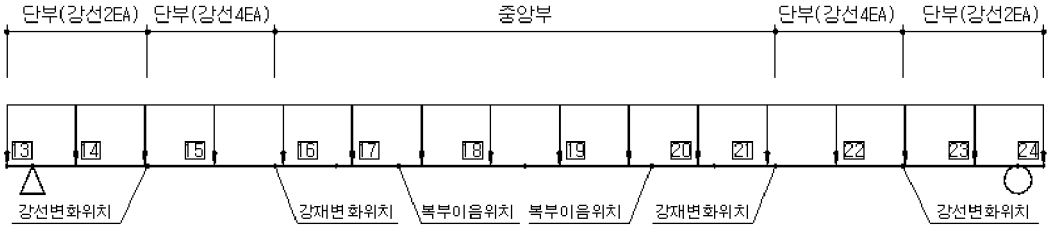
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
61	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
62	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
63	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
64	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
65	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
66	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
67	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
68	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
69	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
70	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

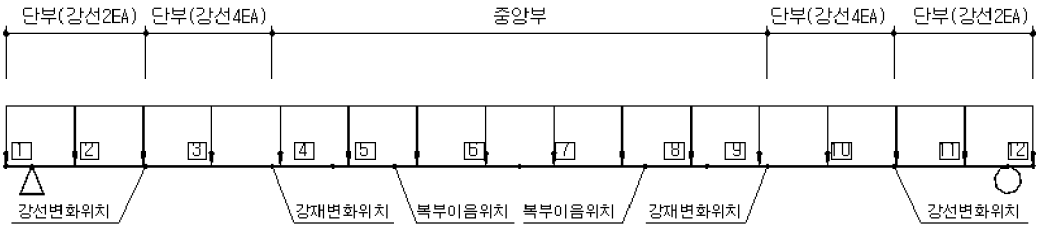
(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575

5.2.8. G 8의 경우

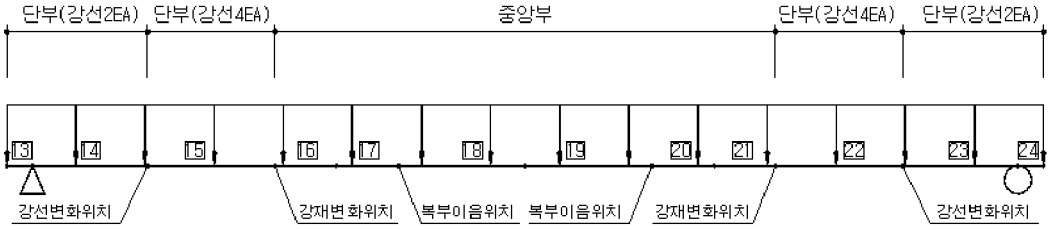
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
71	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
72	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
73	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
74	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
75	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
76	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
77	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
78	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
79	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
80	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

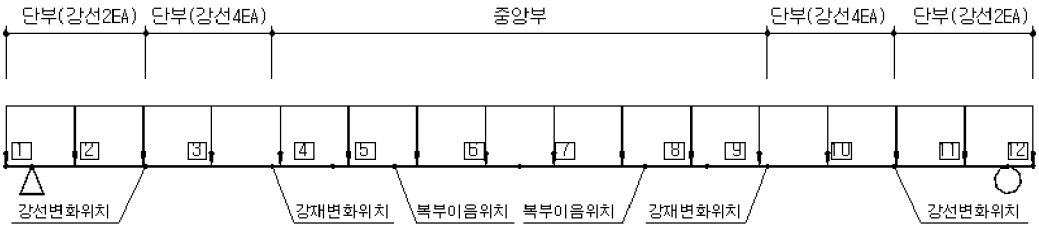
(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	2.795	0.552	2.795	0.000	38575

5.2.9. G 9의 경우

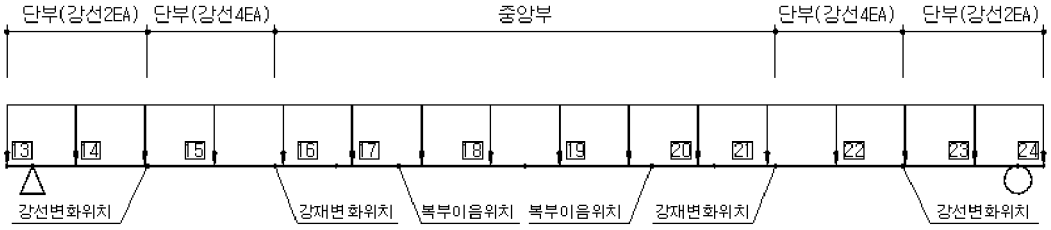
(1) 바닥판, 복부콘크리트 등



※ 아래 하중 산출표는 각부재의 i단 기준으로 요약됨.

부재	바닥판,헌치 (Asc×wsc) N/m	그라우팅 밀크 ((Ash-Atd)×wg) N/m	복부 콘크리트 (Awc×wsc) N/m
81	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
82	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
83	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
84	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
85	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
86	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
87	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
88	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0284 - 0.0083) × 23000 = 461	0.0000 × 25000 = 0
89	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0
90	0.6480 × 25000 = 16200	(0.0142 - 0.0042) × 23000 = 230	0.0000 × 25000 = 0

(2) 가로보 하중



위 치	가 로 보			헌 치		재하하중(N)
	높이(m)	길이(m)	면적(㎡)	길이(m)	면적(㎡)	
시점	1.840	1.398	0.552	2.748	0.000	19288
1번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
2번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
3번	0.800	2.456	0.027	1.398	0.000	52055
종점	1.840	1.398	0.552	2.748	0.000	19288

5.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.398 × 25000 = 9955 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.398 × 25000 = 9955 N/m

(3) 중앙부 하중

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

(4) 기타 하중

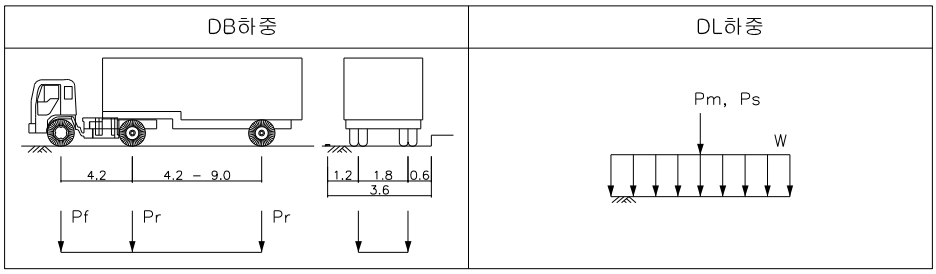
	위치	하중크기
1) 중분대	12.15m	11250N/m

5.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 6 차로

(2) 차 로 폭 : 3.6 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

6. 하중 횡분배계수의 산정

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

6.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)(m^4)	0.228328	0.001152
탄 성 계 수 (E)(MPa)	205000	26702
전단 탄성계수(G)(MPa)	78846	11440
비틀림 상수 (J)	0.004812	0.003911
요소 중심간격(V)(m)	2.700	1.000

6.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

6.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 12.150 m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 59.000 m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 17335.982 N·㎟

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760 N·㎟

(5) 휨강성 영향계수 ; Θ= (Bb / L) × $\sqrt[4]{}$ (Cx / Cy) = 1.003

6.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 140.518 N·㎟

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743 N·㎟

(3) 비틀림 영향계수 ; α= (Dx + Dy) / 2√(Cx × Cy) = 0.127

6.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

6.3.1. 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.

6.3.2. 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 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

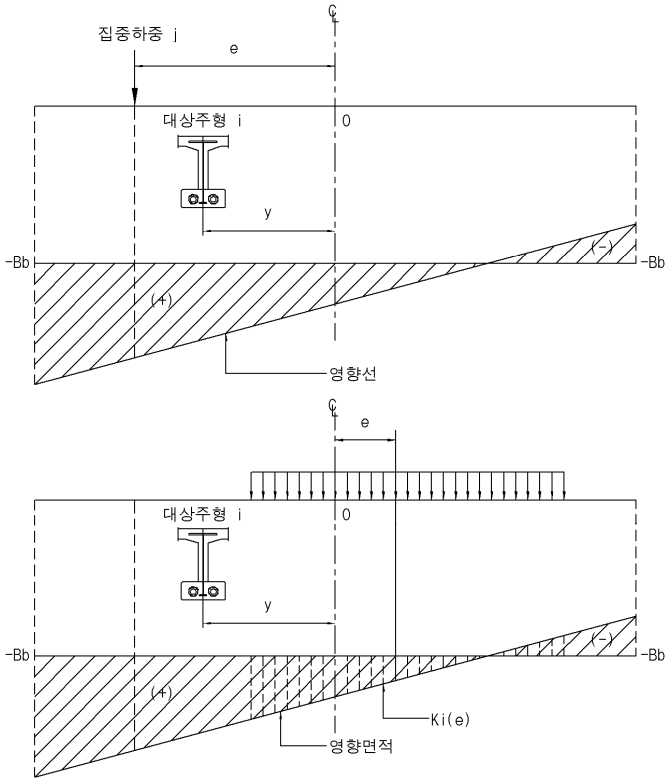
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 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.

6.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0)×√(α)

6.3.4. 하중분배계수



집중하중

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

분포하중

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

6.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 10.800	G2 8.100	G3 5.400	G4 2.700	G5 0.000	G6 -2.700	G7 -5.400	G8 -8.100	G9 -10.800	합계 (∑)
-1.00×Bb	-12.150	0.006	-0.007	-0.020	-0.030	-0.025	0.013	0.116	0.317	0.631	1.000
-0.75×Bb	-9.113	-0.004	-0.005	-0.003	0.008	0.038	0.096	0.187	0.299	0.385	1.000
-0.50×Bb	-6.075	-0.012	0.001	0.020	0.055	0.109	0.179	0.238	0.230	0.180	1.000
-0.25×Bb	-3.038	-0.014	0.019	0.061	0.119	0.187	0.233	0.204	0.133	0.058	1.000
0.00×Bb	0.000	0.002	0.060	0.126	0.195	0.233	0.195	0.126	0.060	0.002	1.000
0.25×Bb	3.038	0.058	0.133	0.204	0.233	0.187	0.119	0.061	0.019	-0.014	1.000
0.50×Bb	6.075	0.180	0.230	0.238	0.179	0.109	0.055	0.020	0.001	-0.012	1.000
0.75×Bb	9.113	0.385	0.299	0.187	0.096	0.038	0.008	-0.003	-0.005	-0.004	1.000
1.00×Bb	12.150	0.631	0.317	0.116	0.013	-0.025	-0.030	-0.020	-0.007	0.006	1.000

6.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 10.800	G2 8.100	G3 5.400	G4 2.700	G5 0.000	G6 -2.700	G7 -5.400	G8 -8.100	G9 -10.800	합계 (∑)
방호벽(좌)	11.962	0.616	0.316	0.120	0.018	-0.022	-0.028	-0.019	-0.007	0.005	1.000
방호벽(우)	-11.962	0.005	-0.007	-0.019	-0.028	-0.022	0.018	0.120	0.316	0.616	1.000
포장하중	0.000	2.431	2.565	2.652	2.697	2.711	2.697	2.652	2.565	2.431	23.400
중분대	0.000	0.002	0.060	0.126	0.195	0.233	0.195	0.126	0.060	0.002	1.000

6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

6.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	10.800	8.100	5.400	2.700	0.000	-2.700	-5.400	-8.100	-10.800	(∑)
DB1	10.200	0.945	0.613	0.324	0.132	0.030	-0.011	-0.019	-0.013	-0.001	2.000
DB2	6.600	0.427	0.490	0.459	0.329	0.193	0.092	0.032	-0.001	-0.021	2.000
DB3	3.000	0.119	0.266	0.402	0.456	0.374	0.242	0.126	0.040	-0.026	2.000
DB4	-1.805	-0.019	0.066	0.171	0.301	0.423	0.448	0.345	0.202	0.062	2.000
DB5	-5.405	-0.025	0.008	0.057	0.136	0.253	0.388	0.468	0.416	0.300	2.000
DB6	-9.005	-0.008	-0.010	-0.005	0.020	0.081	0.197	0.378	0.591	0.757	2.000

(2) DL하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	10.800	8.100	5.400	2.700	0.000	-2.700	-5.400	-8.100	-10.800	(∑)
DL1	10.200	0.472	0.308	0.162	0.066	0.015	-0.006	-0.010	-0.006	0.000	1.000
DL2	6.600	0.210	0.247	0.233	0.165	0.096	0.045	0.015	-0.001	-0.011	1.000
DL3	3.000	0.057	0.132	0.203	0.233	0.188	0.120	0.062	0.019	-0.014	1.000
DL4	-1.805	-0.010	0.032	0.085	0.150	0.214	0.228	0.173	0.099	0.029	1.000
DL5	-5.405	-0.013	0.003	0.027	0.067	0.126	0.196	0.239	0.208	0.146	1.000
DL6	-9.005	-0.004	-0.005	-0.003	0.009	0.040	0.099	0.190	0.298	0.376	1.000

6.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	0.945	0.613	0.324	0.132	0.030	-0.011	-0.019	-0.013	-0.001	2.000
DB2	0.427	0.490	0.459	0.329	0.193	0.092	0.032	-0.001	-0.021	2.000
DB3	0.119	0.266	0.402	0.456	0.374	0.242	0.126	0.040	-0.026	2.000
DB4	-0.019	0.066	0.171	0.301	0.423	0.448	0.345	0.202	0.062	2.000
DB5	-0.025	0.008	0.057	0.136	0.253	0.388	0.468	0.416	0.300	2.000
DB6	-0.008	-0.010	-0.005	0.020	0.081	0.197	0.378	0.591	0.757	2.000
DB12	1.372	1.103	0.783	0.461	0.222	0.081	0.013	-0.014	-0.021	4.000
DB13	1.065	0.880	0.726	0.588	0.404	0.230	0.107	0.028	-0.026	4.000
DB14	0.927	0.680	0.495	0.432	0.453	0.437	0.326	0.189	0.062	4.000
DB15	0.920	0.621	0.380	0.268	0.283	0.377	0.448	0.404	0.299	4.000
DB16	0.937	0.603	0.319	0.152	0.111	0.186	0.358	0.578	0.756	4.000
DB22	0.854	0.979	0.919	0.658	0.385	0.185	0.064	-0.002	-0.042	4.000
DB24	0.409	0.556	0.631	0.630	0.616	0.541	0.377	0.200	0.042	4.000
DB25	0.402	0.497	0.516	0.465	0.445	0.480	0.500	0.415	0.279	4.000
DB26	0.419	0.479	0.454	0.349	0.273	0.290	0.410	0.590	0.736	4.000
DB34	0.101	0.333	0.574	0.757	0.797	0.690	0.471	0.242	0.037	4.000
DB35	0.094	0.274	0.459	0.592	0.627	0.630	0.594	0.456	0.274	4.000
DB36	0.111	0.256	0.397	0.476	0.455	0.439	0.504	0.631	0.731	4.000
DB45	-0.044	0.074	0.228	0.437	0.676	0.836	0.813	0.618	0.362	4.000
DB46	-0.027	0.056	0.166	0.320	0.504	0.646	0.723	0.792	0.819	4.000
DB56	-0.033	-0.003	0.052	0.156	0.334	0.585	0.845	1.007	1.057	4.000
DB123	1.343	1.232	1.067	0.825	0.537	0.290	0.125	0.024	-0.043	5.400
DB124	1.218	1.053	0.859	0.685	0.581	0.477	0.322	0.169	0.037	5.400
DB125	1.212	1.000	0.756	0.537	0.428	0.422	0.432	0.362	0.251	5.400
DB126	1.228	0.983	0.700	0.432	0.273	0.251	0.351	0.519	0.662	5.400
DB134	0.942	0.851	0.808	0.800	0.744	0.611	0.406	0.206	0.032	5.400
DB135	0.935	0.798	0.704	0.652	0.591	0.556	0.517	0.399	0.246	5.400
DB136	0.951	0.782	0.649	0.547	0.436	0.385	0.436	0.557	0.657	5.400
DB145	0.811	0.619	0.497	0.512	0.635	0.743	0.714	0.545	0.326	5.400
DB146	0.827	0.602	0.441	0.407	0.480	0.571	0.633	0.702	0.737	5.400
DB156	0.821	0.550	0.338	0.259	0.327	0.517	0.744	0.895	0.950	5.400
DB234	0.475	0.740	0.930	0.977	0.891	0.704	0.452	0.216	0.014	5.400
DB235	0.469	0.687	0.827	0.829	0.737	0.650	0.563	0.410	0.228	5.400
DB236	0.485	0.671	0.771	0.725	0.583	0.478	0.482	0.567	0.639	5.400
DB245	0.345	0.507	0.619	0.689	0.782	0.836	0.760	0.555	0.307	5.400
DB246	0.360	0.491	0.563	0.584	0.627	0.664	0.679	0.712	0.718	5.400
DB256	0.354	0.438	0.460	0.436	0.474	0.610	0.790	0.905	0.932	5.400
DB345	0.068	0.306	0.567	0.804	0.945	0.970	0.845	0.592	0.303	5.400
DB346	0.084	0.290	0.512	0.699	0.790	0.799	0.764	0.749	0.714	5.400
DB356	0.078	0.237	0.409	0.551	0.637	0.744	0.874	0.943	0.928	5.400
DB456	-0.047	0.057	0.201	0.411	0.681	0.930	1.071	1.088	1.007	5.400
DB1234	1.105	1.077	1.018	0.913	0.765	0.578	0.362	0.171	0.011	6.000
DB1235	1.100	1.033	0.932	0.790	0.637	0.533	0.455	0.332	0.190	6.000
DB1236	1.113	1.019	0.885	0.703	0.508	0.390	0.387	0.463	0.532	6.000
DB1245	0.996	0.883	0.758	0.673	0.674	0.688	0.619	0.453	0.256	6.000
DB1246	1.009	0.869	0.712	0.586	0.545	0.545	0.551	0.584	0.598	6.000
DB1256	1.004	0.825	0.626	0.462	0.417	0.500	0.643	0.745	0.776	6.000
DB1345	0.766	0.715	0.716	0.769	0.810	0.800	0.689	0.484	0.252	6.000

DB1346	0.779	0.702	0.669	0.681	0.681	0.657	0.622	0.615	0.594	6.000
DB1356	0.774	0.658	0.583	0.558	0.553	0.612	0.714	0.776	0.773	6.000
DB1456	0.670	0.508	0.410	0.441	0.590	0.767	0.878	0.897	0.839	6.000
DB2345	0.377	0.622	0.817	0.916	0.932	0.878	0.728	0.493	0.237	6.000
DB2346	0.390	0.609	0.771	0.829	0.803	0.735	0.660	0.623	0.579	6.000
DB2356	0.385	0.565	0.685	0.706	0.675	0.690	0.752	0.785	0.758	6.000
DB2456	0.281	0.415	0.512	0.589	0.712	0.845	0.917	0.906	0.824	6.000
DB3456	0.051	0.247	0.469	0.685	0.848	0.957	0.987	0.937	0.820	6.000
DB12345	1.086	1.082	1.060	1.015	0.954	0.869	0.713	0.483	0.236	7.500
DB12346	1.099	1.069	1.014	0.928	0.825	0.726	0.646	0.614	0.579	7.500
DB12356	1.094	1.025	0.928	0.805	0.697	0.681	0.738	0.775	0.757	7.500
DB12456	0.990	0.875	0.755	0.688	0.734	0.836	0.902	0.896	0.823	7.500
DB13456	0.760	0.707	0.712	0.783	0.870	0.948	0.973	0.927	0.819	7.500
DB23456	0.371	0.615	0.814	0.931	0.992	1.026	1.011	0.936	0.804	7.500
DB123456	1.080	1.075	1.056	1.030	1.015	1.017	0.997	0.926	0.804	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.472	0.308	0.162	0.066	0.015	-0.006	-0.010	-0.006	0.000	1.000
DL2	0.210	0.247	0.233	0.165	0.096	0.045	0.015	-0.001	-0.011	1.000
DL3	0.057	0.132	0.203	0.233	0.188	0.120	0.062	0.019	-0.014	1.000
DL4	-0.010	0.032	0.085	0.150	0.214	0.228	0.173	0.099	0.029	1.000
DL5	-0.013	0.003	0.027	0.067	0.126	0.196	0.239	0.208	0.146	1.000
DL6	-0.004	-0.005	-0.003	0.009	0.040	0.099	0.190	0.298	0.376	1.000
DL12	0.682	0.554	0.395	0.231	0.110	0.040	0.005	-0.007	-0.011	2.000
DL13	0.529	0.439	0.365	0.299	0.203	0.114	0.052	0.013	-0.014	2.000
DL14	0.462	0.340	0.247	0.216	0.229	0.223	0.163	0.093	0.028	2.000
DL15	0.459	0.311	0.189	0.133	0.141	0.190	0.229	0.202	0.146	2.000
DL16	0.468	0.302	0.159	0.075	0.055	0.093	0.180	0.292	0.376	2.000
DL22	0.420	0.493	0.467	0.330	0.192	0.091	0.031	-0.002	-0.021	2.000
DL24	0.200	0.279	0.318	0.315	0.310	0.274	0.188	0.098	0.018	2.000
DL25	0.197	0.250	0.261	0.232	0.222	0.241	0.254	0.207	0.136	2.000
DL26	0.206	0.241	0.231	0.175	0.136	0.144	0.205	0.297	0.366	2.000
DL34	0.046	0.164	0.287	0.384	0.402	0.349	0.235	0.118	0.015	2.000
DL35	0.044	0.135	0.230	0.300	0.314	0.316	0.301	0.227	0.133	2.000
DL36	0.053	0.126	0.200	0.243	0.228	0.219	0.251	0.317	0.363	2.000
DL45	-0.023	0.035	0.112	0.217	0.340	0.424	0.412	0.308	0.175	2.000
DL46	-0.014	0.027	0.082	0.160	0.254	0.327	0.362	0.398	0.405	2.000
DL56	-0.017	-0.002	0.025	0.077	0.166	0.294	0.429	0.507	0.522	2.000
DL123	0.665	0.618	0.538	0.418	0.269	0.144	0.061	0.010	-0.022	2.700
DL124	0.605	0.528	0.432	0.343	0.292	0.241	0.160	0.083	0.016	2.700
DL125	0.602	0.502	0.380	0.268	0.213	0.212	0.220	0.181	0.122	2.700
DL126	0.610	0.494	0.353	0.216	0.135	0.124	0.176	0.262	0.329	2.700
DL134	0.467	0.424	0.404	0.404	0.375	0.308	0.202	0.101	0.013	2.700
DL135	0.465	0.398	0.353	0.330	0.296	0.279	0.262	0.199	0.119	2.700
DL136	0.473	0.391	0.326	0.278	0.219	0.192	0.217	0.280	0.326	2.700
DL145	0.404	0.309	0.247	0.255	0.320	0.376	0.362	0.271	0.157	2.700
DL146	0.412	0.301	0.219	0.203	0.242	0.289	0.317	0.352	0.364	2.700
DL156	0.410	0.275	0.168	0.128	0.163	0.259	0.377	0.450	0.470	2.700
DL234	0.231	0.369	0.469	0.494	0.448	0.355	0.225	0.106	0.004	2.700
DL235	0.228	0.344	0.417	0.419	0.369	0.325	0.284	0.204	0.110	2.700

DL236	0.236	0.336	0.390	0.367	0.292	0.238	0.240	0.285	0.317	2.700
DL245	0.168	0.254	0.311	0.344	0.392	0.422	0.384	0.276	0.148	2.700
DL246	0.176	0.246	0.284	0.292	0.315	0.335	0.340	0.357	0.355	2.700
DL256	0.174	0.220	0.232	0.218	0.236	0.306	0.400	0.455	0.461	2.700
DL345	0.030	0.150	0.283	0.406	0.476	0.490	0.426	0.294	0.145	2.700
DL346	0.038	0.143	0.256	0.354	0.398	0.402	0.382	0.375	0.352	2.700
DL356	0.036	0.117	0.205	0.279	0.319	0.373	0.441	0.473	0.458	2.700
DL456	-0.025	0.027	0.098	0.204	0.342	0.470	0.541	0.545	0.496	2.700
DL1234	0.546	0.539	0.512	0.461	0.385	0.291	0.180	0.083	0.003	3.000
DL1235	0.545	0.517	0.469	0.399	0.318	0.266	0.230	0.165	0.091	3.000
DL1236	0.551	0.511	0.446	0.355	0.254	0.194	0.193	0.232	0.264	3.000
DL1245	0.494	0.442	0.381	0.336	0.338	0.348	0.313	0.225	0.123	3.000
DL1246	0.501	0.436	0.358	0.293	0.274	0.275	0.276	0.293	0.295	3.000
DL1256	0.499	0.414	0.315	0.231	0.207	0.250	0.326	0.374	0.384	3.000
DL1345	0.379	0.356	0.358	0.387	0.407	0.404	0.348	0.240	0.121	3.000
DL1346	0.386	0.350	0.335	0.344	0.343	0.331	0.311	0.308	0.293	3.000
DL1356	0.384	0.328	0.292	0.282	0.277	0.306	0.361	0.389	0.381	3.000
DL1456	0.334	0.253	0.203	0.219	0.296	0.388	0.444	0.450	0.413	3.000
DL2345	0.182	0.310	0.411	0.462	0.468	0.442	0.367	0.244	0.113	3.000
DL2346	0.189	0.304	0.388	0.419	0.404	0.369	0.330	0.312	0.285	3.000
DL2356	0.187	0.282	0.345	0.356	0.338	0.345	0.379	0.393	0.374	3.000
DL2456	0.137	0.207	0.257	0.294	0.357	0.426	0.463	0.454	0.405	3.000
DL3456	0.022	0.121	0.234	0.345	0.426	0.482	0.497	0.469	0.403	3.000
DL12345	0.537	0.541	0.533	0.511	0.479	0.438	0.359	0.239	0.113	3.750
DL12346	0.543	0.535	0.510	0.468	0.415	0.365	0.322	0.307	0.285	3.750
DL12356	0.542	0.513	0.467	0.406	0.349	0.340	0.372	0.389	0.373	3.750
DL12456	0.491	0.438	0.378	0.343	0.368	0.422	0.455	0.449	0.405	3.750
DL13456	0.376	0.352	0.355	0.394	0.437	0.478	0.490	0.464	0.403	3.750
DL23456	0.179	0.306	0.409	0.469	0.498	0.516	0.509	0.468	0.395	3.750
DL123456	0.534	0.537	0.530	0.518	0.509	0.512	0.502	0.463	0.395	4.500

6.7. 프리스트레스 도입

6.7.1. G1의 경우

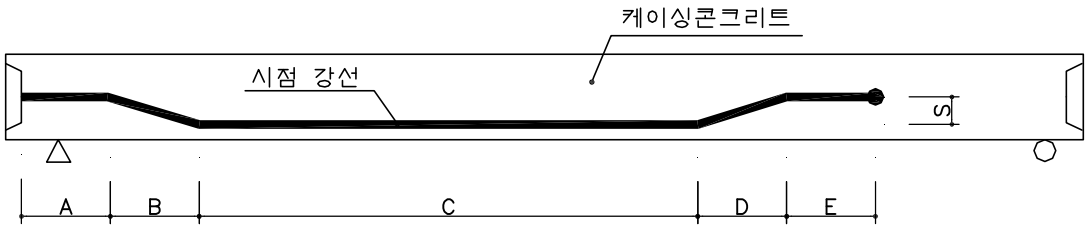
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

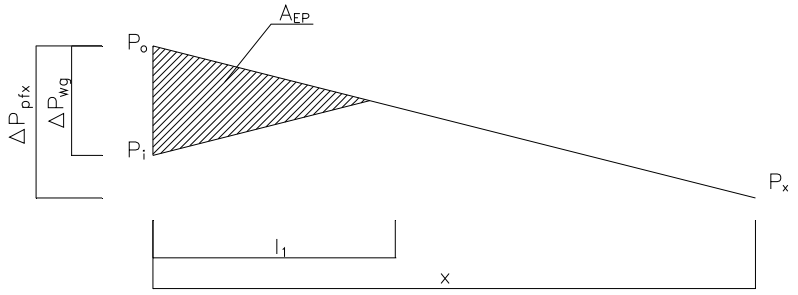
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
1	-	-	-	-	-
2	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
3	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
4	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
5	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
6	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
7	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
8	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
9	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
10	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

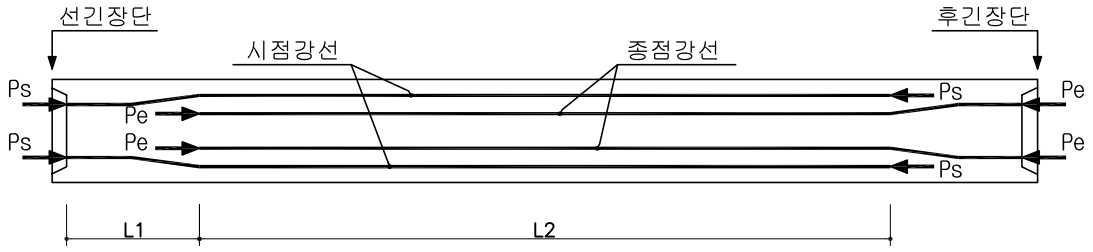
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
1	0	0	0	0
2	780	172239	173019	2426982
3	31519	132787	164306	2435694
4	50710	87281	137991	2462009
5	52622	82730	135352	2464648
6	89920	0	89920	2510080
7	126672	0	126672	2473328
8	128526	0	128526	2471474
9	160196	0	160196	2439805
10	0	0	0	0
11	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
1	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
2	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
3	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
4	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
5	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
6	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
7	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
8	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
9	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
10	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

6.7.2. G2의 경우

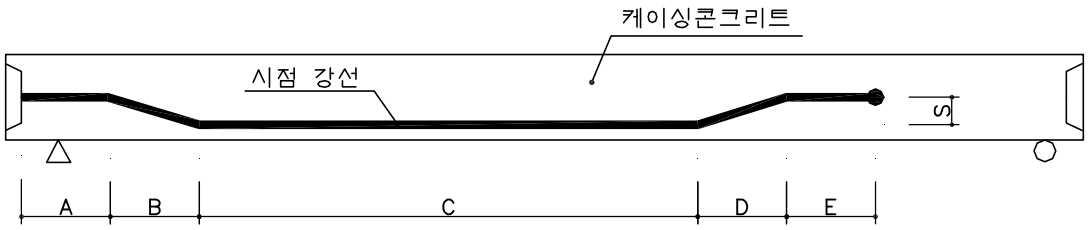
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

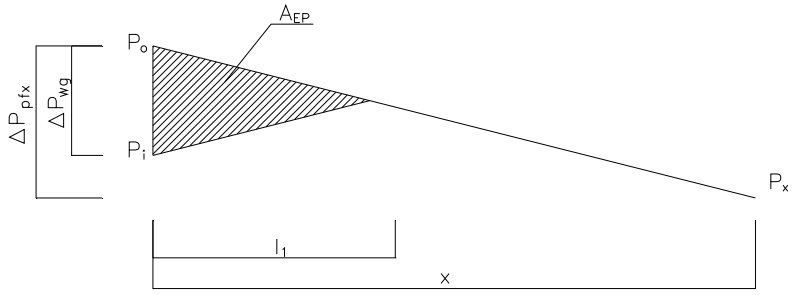
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
12	-	-	-	-	-
13	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
14	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
15	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
16	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
17	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
18	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
19	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
20	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
21	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

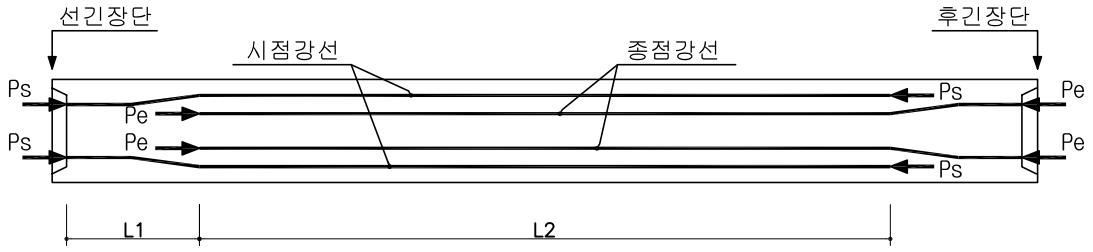
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
12	0	0	0	0
13	780	172239	173019	2426982
14	31519	132787	164306	2435694
15	50710	87281	137991	2462009
16	52622	82730	135352	2464648
17	89920	0	89920	2510080
18	126672	0	126672	2473328
19	128526	0	128526	2471474
20	160196	0	160196	2439805
21	0	0	0	0
22	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
11	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
12	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
13	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
14	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
15	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
16	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
17	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
18	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
19	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
20	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

6.7.3. G3의 경우

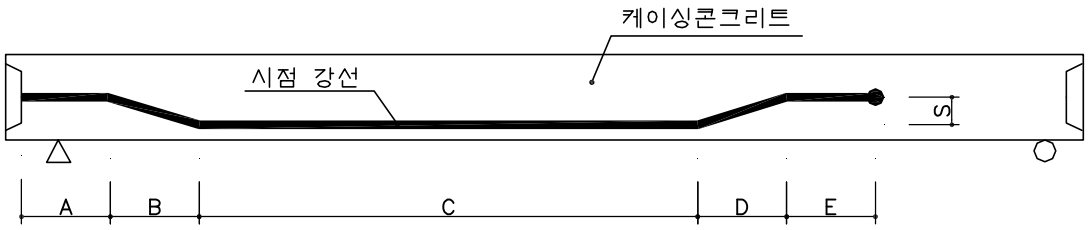
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

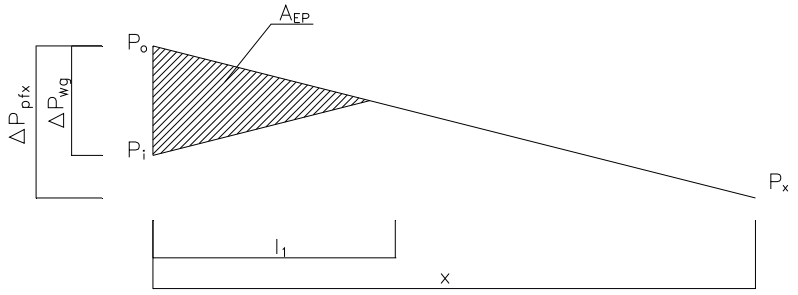
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
23	-	-	-	-	-
24	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
25	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
26	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
27	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
28	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
29	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
30	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
31	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
32	-	-	-	-	-
33	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

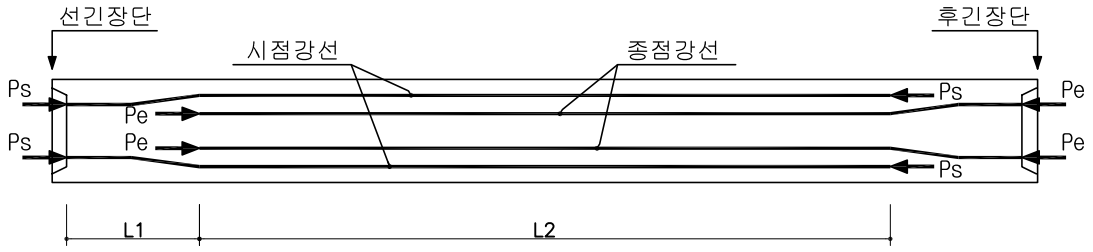
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
23	0	0	0	0
24	780	172239	173019	2426982
25	31519	132787	164306	2435694
26	50710	87281	137991	2462009
27	52622	82730	135352	2464648
28	89920	0	89920	2510080
29	126672	0	126672	2473328
30	128526	0	128526	2471474
31	160196	0	160196	2439805
32	0	0	0	0
33	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
21	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
22	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
23	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
24	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
25	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
26	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
27	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
28	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
29	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
30	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

6.7.4. G4의 경우

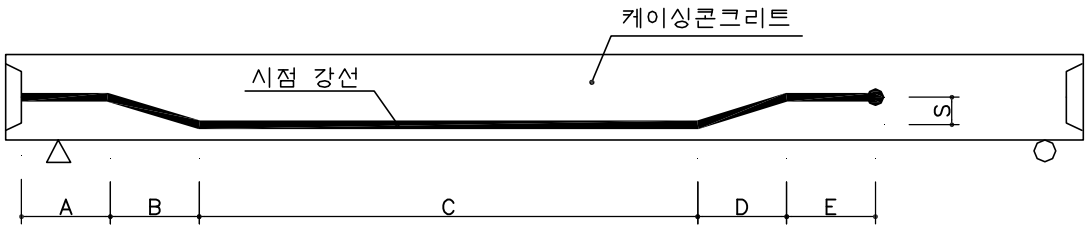
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

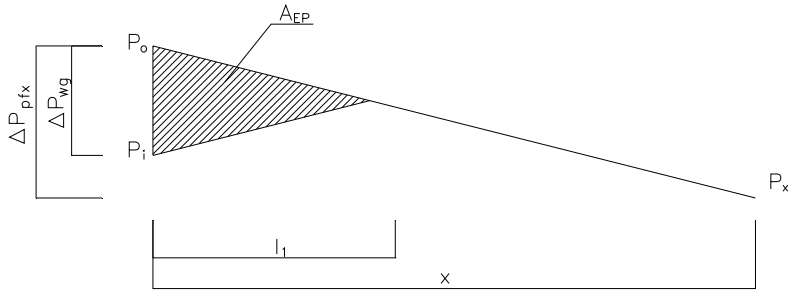
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
34	-	-	-	-	-
35	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
36	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
37	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
38	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
39	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
40	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
41	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
42	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
43	-	-	-	-	-
44	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

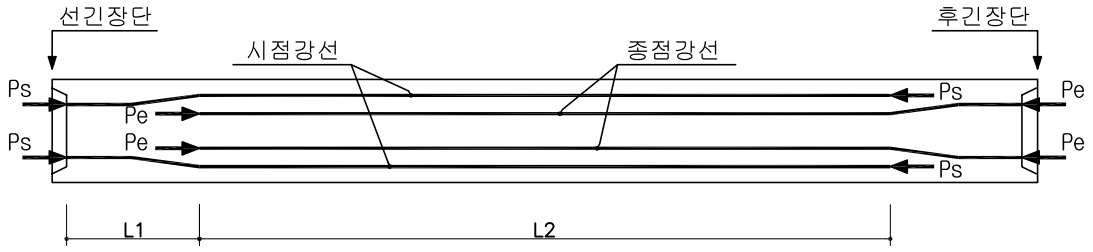
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
34	0	0	0	0
35	780	172239	173019	2426982
36	31519	132787	164306	2435694
37	50710	87281	137991	2462009
38	52622	82730	135352	2464648
39	89920	0	89920	2510080
40	126672	0	126672	2473328
41	128526	0	128526	2471474
42	160196	0	160196	2439805
43	0	0	0	0
44	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
31	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
32	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
33	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
34	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
35	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
36	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
37	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
38	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
39	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
40	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

6.7.5. G5의 경우

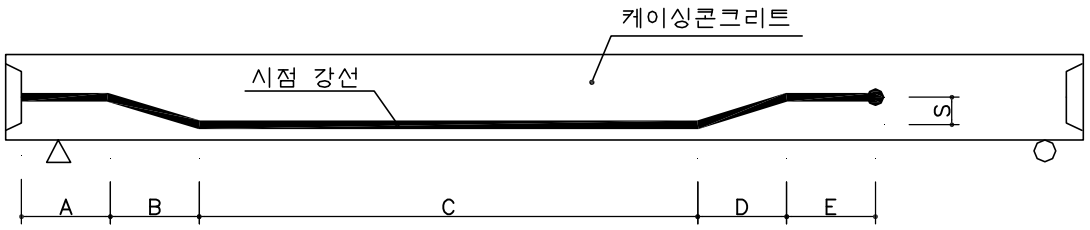
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

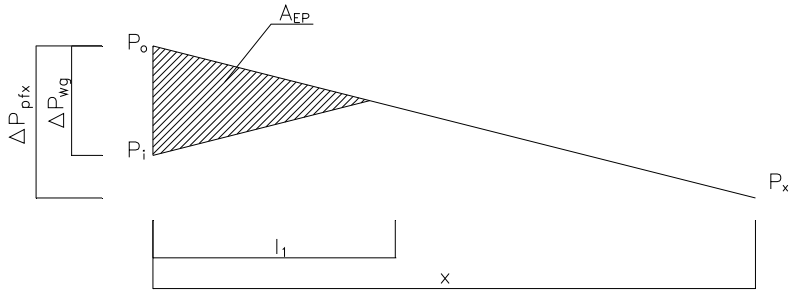
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
45	-	-	-	-	-
46	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
47	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
48	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
49	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
50	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
51	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
52	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
53	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
54	-	-	-	-	-
55	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

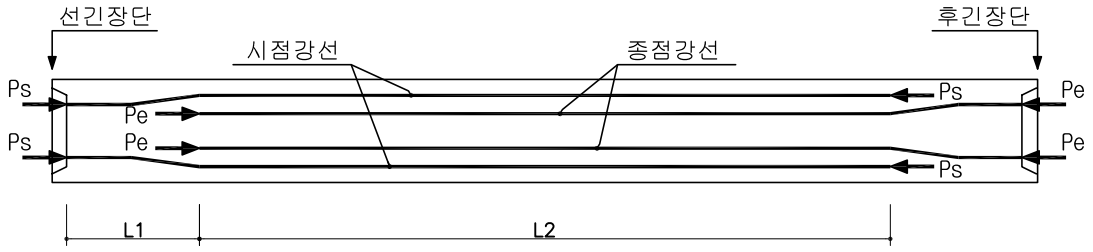
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
45	0	0	0	0
46	780	172239	173019	2426982
47	31519	132787	164306	2435694
48	50710	87281	137991	2462009
49	52622	82730	135352	2464648
50	89920	0	89920	2510080
51	126672	0	126672	2473328
52	128526	0	128526	2471474
53	160196	0	160196	2439805
54	0	0	0	0
55	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
41	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
42	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
43	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
44	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
45	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
46	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
47	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
48	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
49	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
50	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

6.7.6. G6의 경우

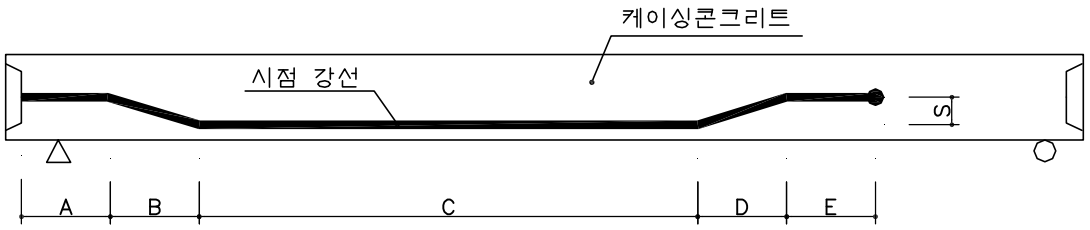
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

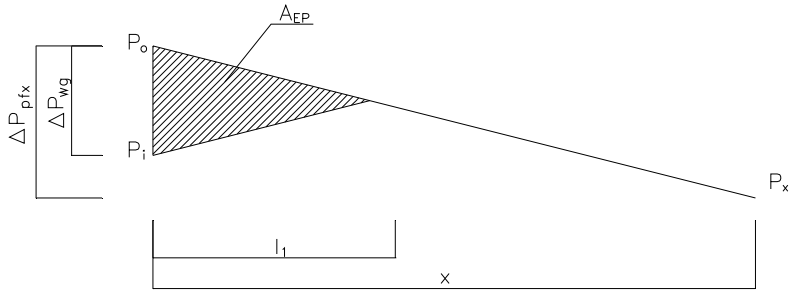
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
56	-	-	-	-	-
57	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
58	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
59	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
60	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
61	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
62	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
63	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
64	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
65	-	-	-	-	-
66	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

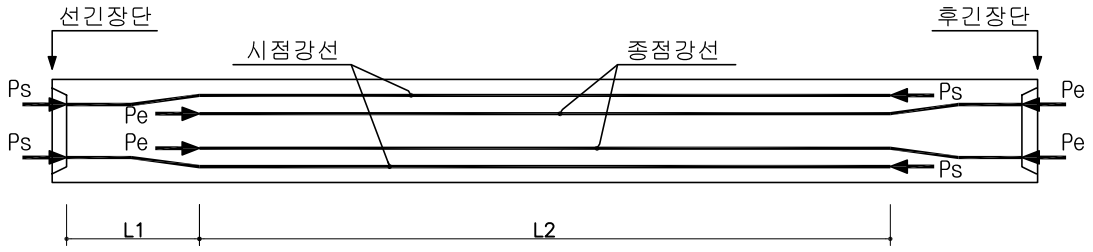
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
56	0	0	0	0
57	780	172239	173019	2426982
58	31519	132787	164306	2435694
59	50710	87281	137991	2462009
60	52622	82730	135352	2464648
61	89920	0	89920	2510080
62	126672	0	126672	2473328
63	128526	0	128526	2471474
64	160196	0	160196	2439805
65	0	0	0	0
66	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
51	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
52	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
53	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
54	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
55	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
56	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
57	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
58	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
59	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
60	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

6.7.7. G7의 경우

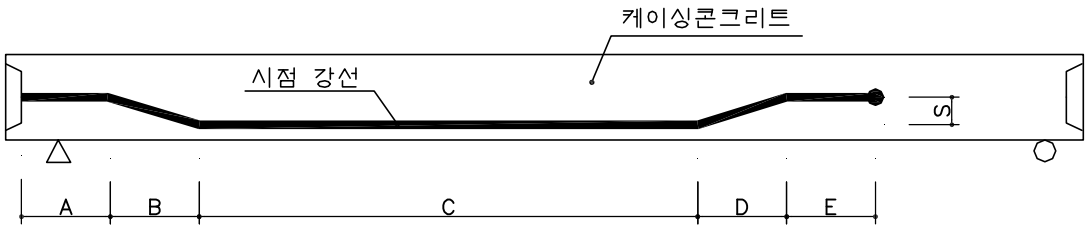
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

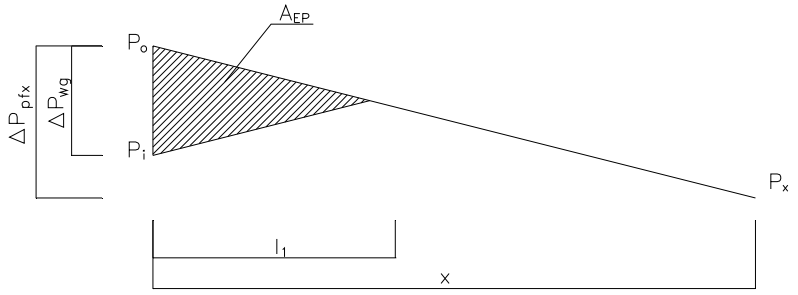
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
67	-	-	-	-	-
68	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
69	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
70	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
71	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
72	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
73	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
74	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
75	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
76	-	-	-	-	-
77	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

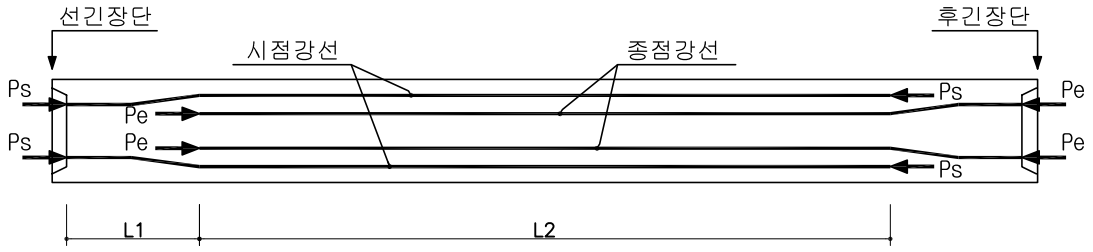
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
67	0	0	0	0
68	780	172239	173019	2426982
69	31519	132787	164306	2435694
70	50710	87281	137991	2462009
71	52622	82730	135352	2464648
72	89920	0	89920	2510080
73	126672	0	126672	2473328
74	128526	0	128526	2471474
75	160196	0	160196	2439805
76	0	0	0	0
77	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
61	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
62	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
63	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
64	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
65	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
66	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
67	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
68	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
69	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
70	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

6.7.8. G8의 경우

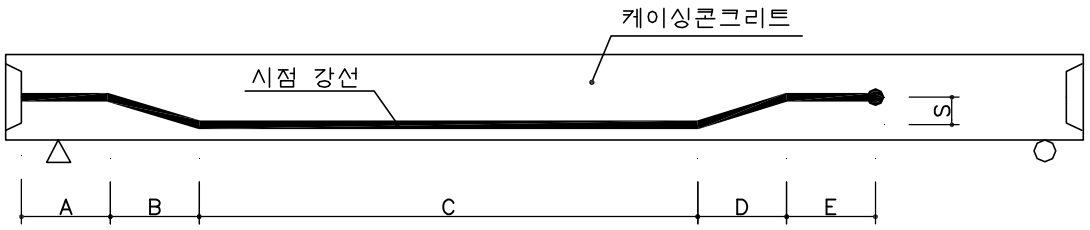
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

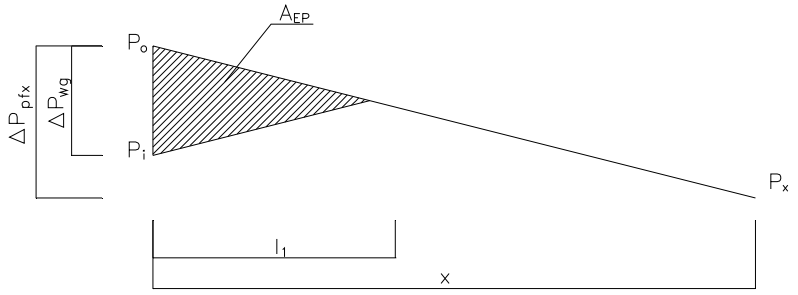
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
78	-	-	-	-	-
79	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
80	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
81	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
82	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
83	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
84	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
85	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
86	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
87	-	-	-	-	-
88	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

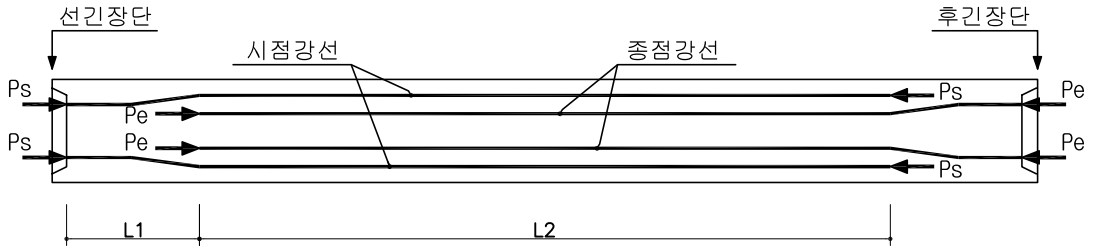
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
78	0	0	0	0
79	780	172239	173019	2426982
80	31519	132787	164306	2435694
81	50710	87281	137991	2462009
82	52622	82730	135352	2464648
83	89920	0	89920	2510080
84	126672	0	126672	2473328
85	128526	0	128526	2471474
86	160196	0	160196	2439805
87	0	0	0	0
88	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
71	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
72	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
73	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
74	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
75	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
76	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
77	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
78	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
79	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
80	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

6.7.9. G9의 경우

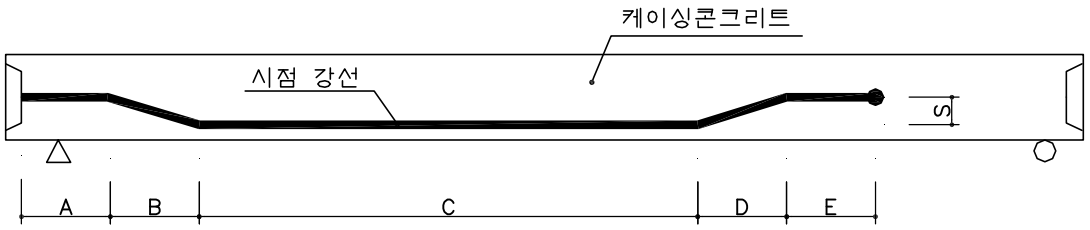
(1) 마찰에 의한 손실

1) 기본조건

파상마찰계수 : k = 0.001 , 곡률마찰계수 : u = 0.1

초기긴장응력 : fo = Pi / Ap = 2600kN / 2080.5㎟ = 1250MPa

2) 강선길이



* 강선의 편기거리(S) = 81mm (단위:m)

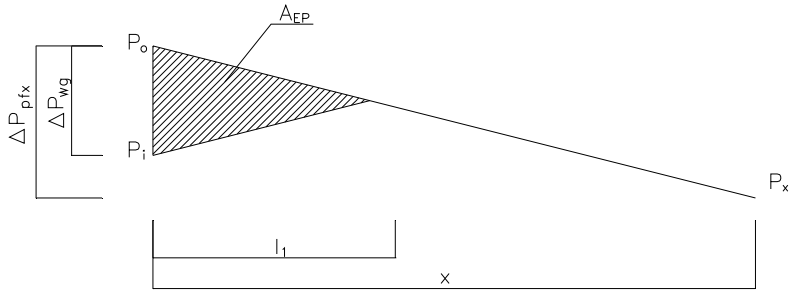
A	B	C	D	E	Σ
1.200	1.500	47.400	1.500	1.200	52.800

3) 절점별 손실력 산정

fpf = fo / e^(kx+ub), △Ppf = (fo - fpf) × Ap

절점	x(m)	kx	ub	fpf(MPa)	△Ppf(N)
89	-	-	-	-	-
90	0.300	0.0003	0.0000	1249	780
91	6.802	0.0068	0.0054	1235	31519
92	14.302	0.0143	0.0054	1225	50710
93	15.052	0.0151	0.0054	1224	52622
94	29.802	0.0298	0.0054	1206	89920
95	44.552	0.0446	0.0054	1189	126672
96	45.302	0.0453	0.0054	1188	128526
97	52.804	0.0528	0.0108	1173	160196
98	-	-	-	-	-
99	-	-	-	-	-

(2) 정착장치 활동에 의한 손실



1) 정착장치 활동량 가정 : △l = 6mm

2) 긴장재의 단위길이당 마찰손실력(p)

p = △Ppf / Ld = 3034N/m

△Ppf : 총 마찰손실력

Ld : 고정정착구까지의 강선의 길이

3) 정착장치 활동에 의해 영향을 받는 긴장재의 길이

Lset = √(△l · Ap · Ep / p) = 28.687m

4) 긴장단에서의 손실력

△P = 2 · p · Lset = 174059N

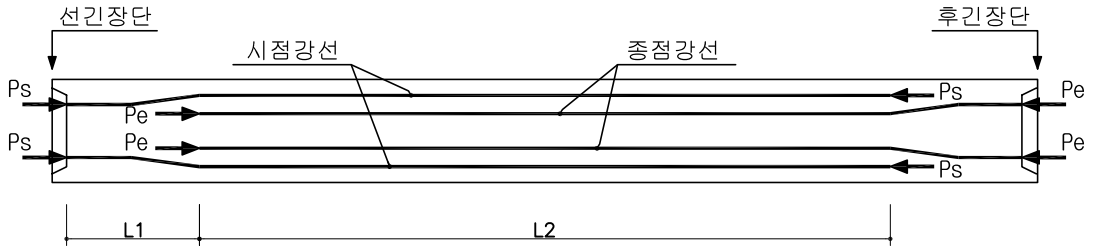
5) 절점별 손실력 산정

△Px = △P · (1-Lx/Lset)

절점	Lx(m)	△P(N)	절점	Lx(m)	△P(N)
1	-0.150	0	2	0.300	172239
3	6.802	132787	4	14.302	87281
5	15.052	82730	6	29.802	0
7	44.552	0	8	45.302	0
9	52.804	0	10	0.000	0
11	0.000	0			

(3) 거더의 탄성변형에 의한 손실

긴장단계에서의 케이싱 콘크리트는 무응력 상태이므로 거더자중에 의한 응력을 제외한 프리스트레스에 의한 탄성응력만을 반영한다. 또한 긴장단의 양측을 동시에 긴장하므로 선긴장단과 후긴장단의 두차례 긴장단계가 있을 뿐이며 후긴장단의 긴장 시 선긴장단의 거더 탄성변형에 의한 프리스트레스 손실을 계산한다. 이 때 지간 중앙부에 대한 손실력 만큼 선긴장단에서 추가 긴장하는 것으로 양단의 도입긴장력을 동일한 것으로 가정한다.



Pe = 초기긴장력(Pi) - 마찰손실 = 2600000 - 89920 = 2510080 N

$\triangle fe = (1 / ntd) \cdot (2 \cdot Pe / A + 2 \cdot Pe \cdot e^2 / I)$

$= (1 / 1.025) \cdot (2 \cdot 2510080 / 0.14280 + 2 \cdot 2510080 \cdot (-0.90952)^2 / 0.11691) = 68953000Pa$

$\triangle Pe = \triangle f \cdot Ap \cdot L2 / (L1 + L2) = 68953000 \cdot 0.00208 \cdot 46.000/(6.800+46.000) = 124981N$

여기서 선긴장강선의 단면적은 저항단면에서 무시한다.

(4) 즉시손실량을 제외한 순 긴장력 요약

초기긴장력(Pi) = 2600 kN

절점	마찰손실력(N)	활동손실력(N)	총손실력(N)	도입긴장력(N)
89	0	0	0	0
90	780	172239	173019	2426982
91	31519	132787	164306	2435694
92	50710	87281	137991	2462009
93	52622	82730	135352	2464648
94	89920	0	89920	2510080
95	126672	0	126672	2473328
96	128526	0	128526	2471474
97	160196	0	160196	2439805
98	0	0	0	0
99	0	0	0	0

(5) 프리스트레스 도입에 의한 단면력 요약

부 재	i 단			j 단		
	P(N)	e(m)	M(Nm)	P(N)	e(m)	M(Nm)
81	0	-0.824	0	4853963	-0.824	-3997996
82	4853963	-0.824	-3997996	4871388	-0.824	-4012348
83	9751972	-0.838	-8176025	9867460	-0.838	-8272850
84	9867460	-0.910	-8974606	9876448	-0.910	-8982781
85	9876448	-0.910	-8982781	10040820	-0.910	-9132281
86	10040820	-0.910	-9132281	9875254	-0.910	-8981695
87	9875254	-0.910	-8981695	9866260	-0.910	-8973515
88	9866260	-0.838	-8271844	9750228	-0.838	-8174563
89	4870619	-0.824	-4011715	4853836	-0.824	-3997892
90	4853836	-0.824	-3997892	0	-0.824	0

7. 단면력 집계

7.1. 거더1의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	-1.93	0.30	-1.66	-4.18	12.47	13.38	0.00	시지점
3	3329.50	-511.57	3024.30	1226.10	2144.80	2261.80	0.00	텐던4EA
4	6171.70	-944.70	5646.60	2169.80	3534.40	4052.20	0.00	부재이음
5	6396.70	-978.73	5857.30	2231.40	3623.60	4167.80	0.00	
6	8554.50	-1305.10	7811.90	2945.40	4536.70	5480.90	0.00	지간중앙
7	6396.70	-978.73	5857.30	2245.30	3642.50	4197.00	0.00	
8	6171.70	-944.70	5646.60	2178.30	3537.30	4058.00	0.00	강재변화
9	3329.50	-511.57	3024.30	1228.10	2140.20	2254.40	0.00	텐던2EA
10	-1.93	0.30	-1.66	-0.92	2.32	1.42	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
1	-1.93	0.30	-1.66	-0.92	2.32	1.42	0.00	
2	3329.50	-511.57	3024.30	1226.10	2144.80	2261.80	0.00	텐던2EA
3	6171.70	-944.70	5646.60	2169.80	3534.40	4052.20	0.00	강재변화
4	6396.70	-978.73	5857.30	2236.20	3638.20	4189.70	0.00	
5	8554.50	-1305.10	7811.90	2947.10	4543.20	5489.10	0.00	
6	6396.70	-978.73	5857.30	2243.50	3640.30	4188.00	0.00	
7	6171.70	-944.70	5646.60	2178.30	3537.30	4058.00	0.00	부재이음
8	3329.50	-511.57	3024.30	1228.10	2140.20	2254.40	0.00	텐던4EA
9	-1.93	0.30	-1.66	-7.80	25.44	30.82	0.00	종지점
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
1	0.00	0.00	0.00	0.00	-5.16	-4.44	0.00	
2	-574.59	88.50	-518.92	-218.74	-425.05	-458.56	0.00	시지점
3	-450.47	69.00	-412.13	-159.82	-332.08	-369.34	0.00	텐던4EA
4	-307.45	46.50	-287.17	-91.83	-252.51	-295.22	0.00	부재이음
5	-292.57	44.25	-255.39	-115.38	-306.93	-290.55	0.00	
6	0.00	0.00	9.64	-19.26	158.21	155.35	0.00	지간중앙
7	292.57	-44.25	274.68	85.90	248.15	291.65	0.00	
8	307.45	-46.50	287.17	92.70	253.80	297.24	0.00	강재변화
9	450.47	-69.00	412.13	160.68	333.02	371.27	0.00	텐던2EA
10	-8.59	1.35	-7.39	-4.08	5.16	4.60	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
1	8.59	-1.35	7.39	4.08	-5.16	-4.60	0.00	
2	-450.47	69.00	-412.13	-159.82	-332.08	-369.34	0.00	텐던2EA
3	-307.45	46.50	-287.17	-91.83	-252.51	-295.22	0.00	강재변화
4	-292.57	44.25	-274.68	-85.03	-246.82	-289.61	0.00	
5	0.00	0.00	-9.64	18.33	-159.27	-156.61	0.00	
6	292.57	-44.25	255.39	114.44	305.50	288.85	0.00	
7	307.45	-46.50	287.17	92.70	253.80	297.24	0.00	부재이음
8	450.47	-69.00	412.13	160.68	333.02	371.27	0.00	텐던4EA
9	574.59	-88.50	518.92	219.60	425.95	460.51	0.00	종지점
10	0.00	0.00	0.00	0.00	5.16	4.44	0.00	

7.2. 거더2의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
12	-1.93	0.30	-1.66	0.90	16.54	17.01	0.00	시지점
13	3329.50	-511.57	3212.30	1138.70	1893.40	2002.90	0.00	텐던4EA
14	6171.70	-944.70	6051.70	2096.50	2943.00	3460.30	0.00	부재이음
15	6396.70	-978.73	6284.10	2169.10	3027.20	3563.30	0.00	
16	8554.50	-1305.10	8380.90	2881.60	3911.70	4703.40	0.00	지간중앙
17	6396.70	-978.73	6284.10	2172.40	3022.30	3555.50	0.00	
18	6171.70	-944.70	6051.70	2097.40	2931.90	3445.90	0.00	강재변화
19	3329.50	-511.57	3212.30	1137.30	1882.70	1986.20	0.00	텐던2EA
20	-1.93	0.30	-1.66	-0.68	0.52	0.31	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
11	-1.93	0.30	-1.66	-0.68	0.52	0.31	0.00	
12	3329.50	-511.57	3212.30	1138.70	1893.40	2002.90	0.00	텐던2EA
13	6171.70	-944.70	6051.70	2096.50	2943.00	3460.30	0.00	강재변화
14	6396.70	-978.73	6284.10	2171.40	3033.40	3569.60	0.00	
15	8554.50	-1305.10	8380.90	2883.70	3917.90	4711.50	0.00	
16	6396.70	-978.73	6284.10	2173.70	3025.80	3560.80	0.00	
17	6171.70	-944.70	6051.70	2097.40	2931.90	3445.90	0.00	부재이음
18	3329.50	-511.57	3212.30	1137.30	1882.70	1986.20	0.00	텐던4EA
19	-1.93	0.30	-1.66	-2.40	13.50	13.12	0.00	종지점
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
11	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.15	-0.97	0.00	
12	-574.59	88.50	-547.86	-197.03	-404.47	-418.95	0.00	시지점
13	-450.47	69.00	-441.06	-153.07	-291.95	-327.63	0.00	텐던4EA
14	-307.45	46.50	-316.10	-102.35	-209.74	-261.16	0.00	부재이음
15	-292.57	44.25	-265.03	-98.32	-330.00	-285.77	0.00	
16	0.00	0.00	19.29	-1.89	133.36	135.66	0.00	지간중앙
17	292.57	-44.25	303.61	97.57	205.43	257.41	0.00	
18	307.45	-46.50	316.10	102.64	209.88	261.56	0.00	강재변화
19	450.47	-69.00	441.06	153.36	292.04	328.01	0.00	텐던2EA
20	-8.59	1.35	-7.39	-3.04	1.15	1.01	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
11	8.59	-1.35	7.39	3.04	-1.15	-1.01	0.00	
12	-450.47	69.00	-441.06	-153.07	-291.95	-327.63	0.00	텐던2EA
13	-307.45	46.50	-316.10	-102.35	-209.74	-261.16	0.00	강재변화
14	-292.57	44.25	-303.61	-97.27	-205.29	-257.01	0.00	
15	0.00	0.00	-19.29	1.43	-133.66	-136.00	0.00	
16	292.57	-44.25	265.03	97.87	329.71	285.40	0.00	
17	307.45	-46.50	316.10	102.64	209.88	261.56	0.00	부재이음
18	450.47	-69.00	441.06	153.36	292.04	328.01	0.00	텐던4EA
19	574.59	-88.50	547.86	197.32	404.58	419.34	0.00	종지점
20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.15	0.97	0.00	

7.3. 거더3의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
22	-1.93	0.30	-1.66	1.29	16.32	17.33	0.00	시지점
23	3329.50	-511.57	3212.30	1075.20	1760.90	1846.00	0.00	텐던4EA
24	6171.70	-944.70	6051.70	2023.50	2769.10	3231.40	0.00	부재이음
25	6396.70	-978.73	6284.00	2099.70	2849.10	3335.80	0.00	
26	8554.50	-1305.10	8380.90	2810.20	3626.70	4396.50	0.00	지간중앙
27	6396.70	-978.73	6284.00	2099.00	2845.70	3333.50	0.00	
28	6171.70	-944.70	6051.70	2021.30	2765.30	3226.70	0.00	강재변화
29	3329.50	-511.57	3212.30	1072.80	1758.40	1841.10	0.00	텐던2EA
30	-1.93	0.30	-1.66	-0.56	0.24	0.16	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
21	-1.93	0.30	-1.66	-0.56	0.24	0.16	0.00	
22	3329.50	-511.57	3212.30	1075.20	1760.90	1846.00	0.00	텐던2EA
23	6171.70	-944.70	6051.70	2023.50	2769.10	3231.40	0.00	강재변화
24	6396.70	-978.73	6284.00	2101.20	2849.70	3338.20	0.00	
25	8554.50	-1305.10	8380.90	2812.00	3628.10	4398.10	0.00	
26	6396.70	-978.73	6284.00	2100.30	2845.50	3333.10	0.00	
27	6171.70	-944.70	6051.70	2021.30	2765.30	3226.70	0.00	부재이음
28	3329.50	-511.57	3212.30	1072.80	1758.40	1841.10	0.00	텐던4EA
29	-1.93	0.30	-1.66	-1.23	13.26	12.79	0.00	종지점
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
21	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.54	-0.50	0.00	
22	-574.59	88.50	-547.86	-183.21	-373.23	-384.82	0.00	시지점
23	-450.47	69.00	-441.06	-147.21	-271.56	-304.85	0.00	텐던4EA
24	-307.45	46.50	-316.10	-105.67	-197.23	-247.80	0.00	부재이음
25	-292.57	44.25	-265.03	-89.14	-298.50	-258.30	0.00	
26	0.00	0.00	19.29	7.29	125.98	129.28	0.00	지간중앙
27	292.57	-44.25	303.61	101.54	193.13	244.41	0.00	
28	307.45	-46.50	316.10	105.69	197.15	247.85	0.00	강재변화
29	450.47	-69.00	441.06	147.23	271.49	304.90	0.00	텐던2EA
30	-8.59	1.35	-7.39	-2.49	0.54	0.52	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
21	8.59	-1.35	7.39	2.49	-0.54	-0.52	0.00	
22	-450.47	69.00	-441.06	-147.21	-271.56	-304.85	0.00	텐던2EA
23	-307.45	46.50	-316.10	-105.67	-197.23	-247.80	0.00	강재변화
24	-292.57	44.25	-303.61	-101.52	-193.21	-244.35	0.00	
25	0.00	0.00	-19.29	-7.44	-125.96	-129.29	0.00	
26	292.57	-44.25	265.03	88.98	298.50	258.30	0.00	
27	307.45	-46.50	316.10	105.69	197.15	247.85	0.00	부재이음
28	450.47	-69.00	441.06	147.23	271.49	304.90	0.00	텐던4EA
29	574.59	-88.50	547.86	183.24	373.19	384.88	0.00	종지점
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.54	0.50	0.00	

7.4. 거더4의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
32	-1.93	0.30	-1.66	1.02	14.95	16.34	0.00	시지점
33	3329.50	-511.57	3212.30	1042.40	1755.00	1799.20	0.00	텐던4EA
34	6171.70	-944.70	6051.70	1967.30	2760.70	3142.90	0.00	부재이음
35	6396.70	-978.73	6284.00	2043.00	2840.20	3244.80	0.00	
36	8554.50	-1305.10	8380.90	2749.20	3494.90	4230.30	0.00	지간중앙
37	6396.70	-978.73	6284.00	2041.60	2837.80	3243.00	0.00	
38	6171.70	-944.70	6051.70	1965.50	2757.80	3139.10	0.00	강재변화
39	3329.50	-511.57	3212.30	1040.80	1753.10	1795.90	0.00	텐던2EA
40	-1.93	0.30	-1.66	-0.53	0.00	0.00	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
31	-1.93	0.30	-1.66	-0.53	0.00	0.00	0.00	
32	3329.50	-511.57	3212.30	1042.40	1755.00	1799.20	0.00	텐던2EA
33	6171.70	-944.70	6051.70	1967.30	2760.70	3142.90	0.00	강재변화
34	6396.70	-978.73	6284.00	2043.50	2840.80	3246.80	0.00	
35	8554.50	-1305.10	8380.90	2750.10	3495.60	4231.20	0.00	
36	6396.70	-978.73	6284.00	2042.50	2837.60	3242.30	0.00	
37	6171.70	-944.70	6051.70	1965.50	2757.80	3139.10	0.00	부재이음
38	3329.50	-511.57	3212.30	1040.80	1753.10	1795.90	0.00	텐던4EA
39	-1.93	0.30	-1.66	-0.34	13.19	12.80	0.00	종지점
40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
32	-574.59	88.50	-547.86	-177.34	-371.02	-376.84	0.00	시지점
33	-450.47	69.00	-441.06	-143.09	-270.28	-298.24	0.00	텐던4EA
34	-307.45	46.50	-316.10	-103.56	-196.45	-242.48	0.00	부재이음
35	-292.57	44.25	-265.03	-86.80	-292.31	-255.31	0.00	
36	0.00	0.00	19.29	9.04	123.25	129.68	0.00	지간중앙
37	292.57	-44.25	303.61	99.57	192.34	239.08	0.00	
38	307.45	-46.50	316.10	103.53	196.35	242.41	0.00	강재변화
39	450.47	-69.00	441.06	143.05	270.19	298.18	0.00	텐던2EA
40	-8.59	1.35	-7.39	-2.37	0.00	0.00	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
31	8.59	-1.35	7.39	2.37	0.00	0.00	0.00	
32	-450.47	69.00	-441.06	-143.09	-270.28	-298.24	0.00	텐던2EA
33	-307.45	46.50	-316.10	-103.56	-196.45	-242.48	0.00	강재변화
34	-292.57	44.25	-303.61	-99.61	-192.44	-239.14	0.00	
35	0.00	0.00	-19.29	-9.07	-123.19	-129.56	0.00	
36	292.57	-44.25	265.03	86.77	292.35	255.43	0.00	
37	307.45	-46.50	316.10	103.53	196.35	242.41	0.00	부재이음
38	450.47	-69.00	441.06	143.05	270.19	298.18	0.00	텐던4EA
39	574.59	-88.50	547.86	177.31	370.94	376.78	0.00	종지점
40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

7.5. 거더5의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
42	-1.93	0.30	-1.66	0.35	14.48	14.98	0.00	시지점
43	3329.50	-511.57	3212.30	1034.10	1735.00	1763.00	0.00	텐던4EA
44	6171.70	-944.70	6051.70	1944.40	2726.90	3076.10	0.00	부재이음
45	6396.70	-978.73	6284.10	2019.00	2804.70	3175.70	0.00	
46	8554.50	-1305.10	8380.90	2723.60	3415.60	4129.50	0.00	지간중앙
47	6396.70	-978.73	6284.10	2018.70	2802.60	3173.70	0.00	
48	6171.70	-944.70	6051.70	1944.40	2723.80	3072.00	0.00	강재변화
49	3329.50	-511.57	3212.30	1034.10	1732.40	1759.50	0.00	텐던2EA
50	-1.93	0.30	-1.66	-0.54	0.00	0.00	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
41	-1.93	0.30	-1.66	-0.54	0.00	0.00	0.00	
42	3329.50	-511.57	3212.30	1034.10	1735.00	1763.00	0.00	텐던2EA
43	6171.70	-944.70	6051.70	1944.40	2726.90	3076.10	0.00	강재변화
44	6396.70	-978.73	6284.10	2018.70	2805.80	3177.80	0.00	
45	8554.50	-1305.10	8380.90	2723.60	3416.40	4130.60	0.00	
46	6396.70	-978.73	6284.10	2019.00	2802.80	3173.10	0.00	
47	6171.70	-944.70	6051.70	1944.40	2723.80	3072.00	0.00	부재이음
48	3329.50	-511.57	3212.30	1034.10	1732.40	1759.50	0.00	텐던4EA
49	-1.93	0.30	-1.66	0.35	13.03	13.34	0.00	종지점
50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
42	-574.59	88.50	-547.86	-176.53	-366.71	-369.81	0.00	시지점
43	-450.47	69.00	-441.06	-141.55	-267.04	-292.48	0.00	텐던4EA
44	-307.45	46.50	-316.10	-101.19	-193.97	-237.71	0.00	부재이음
45	-292.57	44.25	-265.03	-87.45	-290.39	-252.13	0.00	
46	0.00	0.00	19.29	8.08	123.51	128.75	0.00	지간중앙
47	292.57	-44.25	303.61	97.15	189.92	234.34	0.00	
48	307.45	-46.50	316.10	101.19	193.89	237.61	0.00	강재변화
49	450.47	-69.00	441.06	141.55	266.96	292.38	0.00	텐던2EA
50	-8.59	1.35	-7.39	-2.42	0.00	0.00	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
41	8.59	-1.35	7.39	2.42	0.00	0.00	0.00	
42	-450.47	69.00	-441.06	-141.55	-267.04	-292.48	0.00	텐던2EA
43	-307.45	46.50	-316.10	-101.19	-193.97	-237.71	0.00	강재변화
44	-292.57	44.25	-303.61	-97.15	-190.00	-234.44	0.00	
45	0.00	0.00	-19.29	-8.08	-123.44	-128.64	0.00	
46	292.57	-44.25	265.03	87.45	290.46	252.24	0.00	
47	307.45	-46.50	316.10	101.19	193.89	237.61	0.00	부재이음
48	450.47	-69.00	441.06	141.55	266.96	292.38	0.00	텐던4EA
49	574.59	-88.50	547.86	176.53	366.63	369.71	0.00	종지점
50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

7.6. 거더6의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
52	-1.93	0.30	-1.66	-0.34	14.24	14.31	0.00	시지점
53	3329.50	-511.57	3212.30	1040.80	1694.50	1724.90	0.00	텐던4EA
54	6171.70	-944.70	6051.70	1965.50	2642.00	2992.50	0.00	부재이음
55	6396.70	-978.73	6284.00	2042.50	2714.80	3086.80	0.00	
56	8554.50	-1305.10	8380.90	2750.10	3326.30	4014.50	0.00	지간중앙
57	6396.70	-978.73	6284.00	2043.50	2713.20	3085.10	0.00	
58	6171.70	-944.70	6051.70	1967.30	2638.70	2988.40	0.00	강재변화
59	3329.50	-511.57	3212.30	1042.40	1691.30	1721.50	0.00	텐던2EA
60	-1.93	0.30	-1.66	-0.53	0.57	0.34	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
51	-1.93	0.30	-1.66	-0.53	0.57	0.34	0.00	
52	3329.50	-511.57	3212.30	1040.80	1694.50	1724.90	0.00	텐던2EA
53	6171.70	-944.70	6051.70	1965.50	2642.00	2992.50	0.00	강재변화
54	6396.70	-978.73	6284.00	2041.60	2716.50	3089.20	0.00	
55	8554.50	-1305.10	8380.90	2749.20	3327.10	4015.80	0.00	
56	6396.70	-978.73	6284.00	2043.00	2713.90	3084.60	0.00	
57	6171.70	-944.70	6051.70	1967.30	2638.70	2988.40	0.00	부재이음
58	3329.50	-511.57	3212.30	1042.40	1691.30	1721.50	0.00	텐던4EA
59	-1.93	0.30	-1.66	1.02	13.47	14.13	0.00	종지점
60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
51	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.26	-1.06	0.00	
52	-574.59	88.50	-547.86	-177.31	-360.39	-363.50	0.00	시지점
53	-450.47	69.00	-441.06	-143.05	-260.87	-285.91	0.00	텐던4EA
54	-307.45	46.50	-316.10	-103.53	-187.95	-230.87	0.00	부재이음
55	-292.57	44.25	-265.03	-86.77	-286.03	-248.43	0.00	
56	0.00	0.00	19.29	9.07	119.02	124.34	0.00	지간중앙
57	292.57	-44.25	303.61	99.61	183.93	227.44	0.00	
58	307.45	-46.50	316.10	103.56	187.90	230.74	0.00	강재변화
59	450.47	-69.00	441.06	143.09	260.82	285.78	0.00	텐던2EA
60	-8.59	1.35	-7.39	-2.37	1.26	1.10	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
51	8.59	-1.35	7.39	2.37	-1.26	-1.10	0.00	
52	-450.47	69.00	-441.06	-143.05	-260.87	-285.91	0.00	텐던2EA
53	-307.45	46.50	-316.10	-103.53	-187.95	-230.87	0.00	강재변화
54	-292.57	44.25	-303.61	-99.57	-183.98	-227.58	0.00	
55	0.00	0.00	-19.29	-9.04	-119.01	-124.30	0.00	
56	292.57	-44.25	265.03	86.80	286.06	248.46	0.00	
57	307.45	-46.50	316.10	103.56	187.90	230.74	0.00	부재이음
58	450.47	-69.00	441.06	143.09	260.82	285.78	0.00	텐던4EA
59	574.59	-88.50	547.86	177.34	360.32	363.36	0.00	종지점
60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.26	1.06	0.00	

7.7. 거더7의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
62	-1.93	0.30	-1.66	-1.23	13.81	13.85	0.00	시지점
63	3329.50	-511.57	3212.30	1072.80	1623.00	1690.00	0.00	텐던4EA
64	6171.70	-944.70	6051.70	2021.30	2530.10	2939.40	0.00	부재이음
65	6396.70	-978.73	6284.00	2100.30	2599.90	3032.20	0.00	
66	8554.50	-1305.10	8380.90	2812.00	3301.20	3992.00	0.00	지간중앙
67	6396.70	-978.73	6284.00	2101.20	2600.80	3033.00	0.00	
68	6171.70	-944.70	6051.70	2023.50	2529.10	2938.10	0.00	강재변화
69	3329.50	-511.57	3212.30	1075.20	1621.60	1689.60	0.00	텐던2EA
70	-1.93	0.30	-1.66	-0.56	0.96	0.56	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
61	-1.93	0.30	-1.66	-0.56	0.96	0.56	0.00	
62	3329.50	-511.57	3212.30	1072.80	1623.00	1690.00	0.00	텐던2EA
63	6171.70	-944.70	6051.70	2021.30	2530.10	2939.40	0.00	강재변화
64	6396.70	-978.73	6284.00	2099.00	2601.70	3034.40	0.00	
65	8554.50	-1305.10	8380.90	2810.20	3301.50	3992.50	0.00	
66	6396.70	-978.73	6284.00	2099.70	2601.40	3032.10	0.00	
67	6171.70	-944.70	6051.70	2023.50	2529.10	2938.10	0.00	부재이음
68	3329.50	-511.57	3212.30	1075.20	1621.60	1689.60	0.00	텐던4EA
69	-1.93	0.30	-1.66	1.29	14.14	14.56	0.00	종지점
70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
61	0.00	0.00	0.00	0.00	-2.13	-1.76	0.00	
62	-574.59	88.50	-547.86	-183.24	-347.85	-355.14	0.00	시지점
63	-450.47	69.00	-441.06	-147.23	-250.42	-279.52	0.00	텐던4EA
64	-307.45	46.50	-316.10	-105.69	-180.29	-225.58	0.00	부재이음
65	-292.57	44.25	-265.03	-88.98	-284.77	-242.81	0.00	
66	0.00	0.00	19.29	7.44	115.95	118.65	0.00	지간중앙
67	292.57	-44.25	303.61	101.52	176.46	222.15	0.00	
68	307.45	-46.50	316.10	105.67	180.25	225.41	0.00	강재변화
69	450.47	-69.00	441.06	147.21	250.38	279.36	0.00	텐던2EA
70	-8.59	1.35	-7.39	-2.49	2.13	1.82	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
61	8.59	-1.35	7.39	2.49	-2.13	-1.82	0.00	
62	-450.47	69.00	-441.06	-147.23	-250.42	-279.52	0.00	텐던2EA
63	-307.45	46.50	-316.10	-105.69	-180.29	-225.58	0.00	강재변화
64	-292.57	44.25	-303.61	-101.54	-176.49	-222.33	0.00	
65	0.00	0.00	-19.29	-7.29	-115.95	-118.58	0.00	
66	292.57	-44.25	265.03	89.14	284.67	242.58	0.00	
67	307.45	-46.50	316.10	105.67	180.25	225.41	0.00	부재이음
68	450.47	-69.00	441.06	147.21	250.38	279.36	0.00	텐던4EA
69	574.59	-88.50	547.86	183.21	348.11	354.97	0.00	종지점
70	0.00	0.00	0.00	0.00	2.13	1.76	0.00	

7.8. 거더8의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
72	-1.93	0.30	-1.66	-2.40	13.39	13.65	0.00	시지점
73	3329.50	-511.57	3212.30	1137.30	1691.10	1794.40	0.00	텐던4EA
74	6171.70	-944.70	6051.70	2097.40	2650.00	3128.60	0.00	부재이음
75	6396.70	-978.73	6284.10	2173.70	2734.10	3232.40	0.00	
76	8554.50	-1305.10	8380.90	2883.70	3548.30	4284.90	0.00	지간중앙
77	6396.70	-978.73	6284.10	2171.40	2738.80	3237.40	0.00	
78	6171.70	-944.70	6051.70	2096.50	2655.80	3136.50	0.00	강재변화
79	3329.50	-511.57	3212.30	1138.70	1697.30	1805.00	0.00	텐던2EA
80	-1.93	0.30	-1.66	-0.68	0.69	0.43	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
71	-1.93	0.30	-1.66	-0.68	0.69	0.43	0.00	
72	3329.50	-511.57	3212.30	1137.30	1691.10	1794.40	0.00	텐던2EA
73	6171.70	-944.70	6051.70	2097.40	2650.00	3128.60	0.00	강재변화
74	6396.70	-978.73	6284.10	2172.40	2733.10	3229.80	0.00	
75	8554.50	-1305.10	8380.90	2881.60	3544.70	4279.90	0.00	
76	6396.70	-978.73	6284.10	2169.10	2734.90	3233.30	0.00	
77	6171.70	-944.70	6051.70	2096.50	2655.80	3136.50	0.00	부재이음
78	3329.50	-511.57	3212.30	1138.70	1697.30	1805.00	0.00	텐던4EA
79	-1.93	0.30	-1.66	0.90	13.72	13.83	0.00	종지점
80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
71	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.53	-1.33	0.00	
72	-574.59	88.50	-547.86	-197.32	-361.50	-376.81	0.00	시지점
73	-450.47	69.00	-441.06	-153.36	-262.15	-296.16	0.00	텐던4EA
74	-307.45	46.50	-316.10	-102.64	-189.62	-237.48	0.00	부재이음
75	-292.57	44.25	-265.03	-97.87	-293.09	-254.61	0.00	
76	0.00	0.00	19.29	-1.43	119.97	122.64	0.00	지간중앙
77	292.57	-44.25	303.61	97.27	185.49	233.36	0.00	
78	307.45	-46.50	316.10	102.35	189.42	237.02	0.00	강재변화
79	450.47	-69.00	441.06	153.07	261.98	295.72	0.00	텐던2EA
80	-8.59	1.35	-7.39	-3.04	1.53	1.38	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
71	8.59	-1.35	7.39	3.04	-1.53	-1.38	0.00	
72	-450.47	69.00	-441.06	-153.36	-262.15	-296.16	0.00	텐던2EA
73	-307.45	46.50	-316.10	-102.64	-189.62	-237.48	0.00	강재변화
74	-292.57	44.25	-303.61	-97.57	-185.70	-233.82	0.00	
75	0.00	0.00	-19.29	1.89	-119.77	-122.38	0.00	
76	292.57	-44.25	265.03	98.32	293.28	254.90	0.00	
77	307.45	-46.50	316.10	102.35	189.42	237.02	0.00	부재이음
78	450.47	-69.00	441.06	153.07	261.98	295.72	0.00	텐던4EA
79	574.59	-88.50	547.86	197.03	361.31	376.36	0.00	종지점
80	0.00	0.00	0.00	0.00	1.53	1.33	0.00	

7.9. 거더9의 경우

(1) 휨모멘트(kN · m)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
82	-1.93	0.30	-1.66	-7.80	27.27	33.51	0.00	시지점
83	3329.50	-511.57	3024.30	1228.10	1799.40	1931.70	0.00	텐던4EA
84	6171.70	-944.70	5646.60	2178.30	3070.90	3565.10	0.00	부재이음
85	6396.70	-978.73	5857.30	2243.50	3170.50	3690.50	0.00	
86	8554.50	-1305.10	7811.90	2947.10	3968.90	4866.00	0.00	지간중앙
87	6396.70	-978.73	5857.30	2236.20	3165.00	3687.00	0.00	
88	6171.70	-944.70	5646.60	2169.80	3064.90	3555.80	0.00	강재변화
89	3329.50	-511.57	3024.30	1226.10	1800.90	1934.70	0.00	텐던2EA
90	-1.93	0.30	-1.66	-0.92	2.11	1.27	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
81	-1.93	0.30	-1.66	-0.92	2.11	1.27	0.00	
82	3329.50	-511.57	3024.30	1228.10	1799.40	1931.70	0.00	텐던2EA
83	6171.70	-944.70	5646.60	2178.30	3070.90	3565.10	0.00	강재변화
84	6396.70	-978.73	5857.30	2245.30	3172.10	3697.60	0.00	
85	8554.50	-1305.10	7811.90	2945.40	3964.60	4860.40	0.00	
86	6396.70	-978.73	5857.30	2231.40	3154.90	3671.10	0.00	
87	6171.70	-944.70	5646.60	2169.80	3064.90	3555.80	0.00	부재이음
88	3329.50	-511.57	3024.30	1226.10	1800.90	1934.70	0.00	텐던4EA
89	-1.93	0.30	-1.66	-4.18	12.86	14.25	0.00	종지점
90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

(2) 전단력(kN)

1) i단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
81	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.70	-3.97	0.00	
82	-574.59	88.50	-518.92	-219.60	-349.30	-385.36	0.00	시지점
83	-450.47	69.00	-412.13	-160.68	-279.60	-318.81	0.00	텐던4EA
84	-307.45	46.50	-287.17	-92.70	-220.18	-263.60	0.00	부재이음
85	-292.57	44.25	-255.39	-114.44	-245.06	-235.04	0.00	
86	0.00	0.00	9.64	-18.33	135.49	136.63	0.00	지간중앙
87	292.57	-44.25	274.68	85.03	214.70	257.56	0.00	
88	307.45	-46.50	287.17	91.83	218.96	261.73	0.00	강재변화
89	450.47	-69.00	412.13	159.82	278.65	317.02	0.00	텐던2EA
90	-8.59	1.35	-7.39	-4.08	4.70	4.12	0.00	

2) j단의 경우

부재	자중	탈형	합성전	합성후	DB하중	DL하중	군중하중	비 고
81	8.59	-1.35	7.39	4.08	-4.70	-4.12	0.00	
82	-450.47	69.00	-412.13	-160.68	-279.60	-318.81	0.00	텐던2EA
83	-307.45	46.50	-287.17	-92.70	-220.18	-263.60	0.00	강재변화
84	-292.57	44.25	-274.68	-85.90	-215.94	-259.44	0.00	
85	0.00	0.00	-9.64	19.26	-134.58	-135.47	0.00	
86	292.57	-44.25	255.39	115.38	246.24	236.51	0.00	
87	307.45	-46.50	287.17	91.83	218.96	261.73	0.00	부재이음
88	450.47	-69.00	412.13	159.82	278.65	317.02	0.00	텐던4EA
89	574.59	-88.50	518.92	218.74	348.37	383.55	0.00	종지점
90	0.00	0.00	0.00	0.00	4.70	3.97	0.00	

8. 반력 종합

8.1. 시점측(단위:kN)

위 치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자 중	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177
거푸집	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850
합성전	545.606	593.824	593.824	593.824	593.824	593.824	593.824	593.824	545.606
합성후	224.497	199.495	185.239	178.749	177.992	178.856	184.947	197.578	229.364
ADD	1263.430	1286.646	1272.390	1265.900	1265.144	1266.007	1272.098	1284.729	1268.297
DB1	262.846	199.534	129.291	74.067	37.187	16.629	6.062	2.939	0.913
DB2	150.153	158.276	147.390	114.145	76.857	45.497	22.933	11.433	5.852
DB3	70.598	98.999	127.267	137.701	118.530	85.939	54.309	31.399	16.774
DB4	21.231	39.797	67.042	100.020	128.803	135.040	112.882	81.643	53.452
DB5	8.673	15.851	31.715	57.497	90.701	125.349	145.999	138.417	121.548
DB6	1.914	4.577	8.917	23.219	48.846	86.718	136.508	186.757	225.759
DB12	412.822	357.682	276.394	187.710	113.246	59.087	24.511	13.291	5.827
DB13	333.111	298.339	256.241	211.166	154.733	99.201	55.388	30.598	15.940
DB14	279.579	238.075	195.378	173.099	164.788	148.193	113.848	80.638	52.124
DB15	265.526	213.766	159.805	130.438	126.611	138.470	146.934	137.359	120.101
DB16	261.829	201.051	136.147	96.085	84.688	99.781	137.489	185.813	224.461
DB22	300.308	316.570	294.764	228.290	153.714	91.010	45.848	22.865	11.703
DB24	166.866	196.836	213.699	213.675	205.205	179.992	134.961	91.564	54.223
DB25	152.813	172.527	178.127	171.013	167.027	170.268	168.047	148.285	122.200
DB26	149.114	159.809	154.464	136.639	125.099	131.575	158.597	196.717	226.553
DB34	87.244	137.524	193.560	237.238	246.847	220.368	166.239	111.523	64.103
DB35	73.186	113.195	158.001	194.557	208.666	210.643	199.324	168.244	132.080
DB36	69.495	100.501	134.346	160.206	166.743	171.952	189.859	216.694	236.436
DB45	29.906	55.650	98.759	157.537	219.506	260.388	258.862	220.057	174.997
DB46	22.326	41.965	74.506	122.805	177.382	221.590	249.330	268.367	279.024
DB56	9.938	18.611	39.272	80.351	139.322	211.941	282.455	325.135	347.174
DB123	434.942	410.957	363.259	292.776	208.421	130.214	70.455	37.589	19.543
DB124	386.452	356.566	308.399	258.433	217.271	173.925	122.423	81.651	47.908
DB125	373.784	334.669	276.383	220.028	182.905	165.186	152.217	132.682	109.097
DB126	370.450	323.242	255.097	189.104	145.172	130.351	143.692	176.275	203.007
DB134	314.775	303.172	290.286	279.628	254.754	210.249	150.574	99.619	56.801
DB135	302.136	281.302	258.276	241.227	220.389	201.510	180.351	150.668	117.993
DB136	298.792	269.850	236.966	210.296	182.652	166.671	171.821	194.240	211.897
DB145	254.351	227.250	203.608	207.081	229.703	246.081	233.766	196.976	155.896
DB146	251.016	215.821	182.321	176.154	191.949	211.243	225.239	240.568	249.805
DB156	238.349	193.926	150.306	137.751	157.603	202.506	255.018	291.618	310.998
DB234	213.331	266.064	306.771	316.150	291.125	238.883	169.580	109.442	58.686
DB235	200.686	244.172	274.756	277.744	256.756	230.122	199.353	160.488	119.876
DB236	197.351	232.745	253.471	246.821	219.023	195.287	190.828	204.082	213.786
DB245	152.907	190.142	220.093	243.603	266.074	274.715	252.772	206.799	157.781
DB246	149.571	178.713	198.806	212.676	228.320	239.877	244.244	250.391	251.690
DB256	136.927	156.823	166.793	174.273	193.972	231.119	274.020	301.438	312.881
DB345	81.252	136.754	201.983	264.799	303.555	311.036	280.902	224.764	166.671
DB346	77.914	125.321	180.674	233.868	265.799	276.197	272.374	268.355	260.580
DB356	65.247	103.426	148.659	195.466	231.453	267.460	302.153	319.405	321.773
DB456	27.900	52.045	95.586	162.280	241.272	312.259	355.785	366.099	360.512

DB1234	374.652	371.214	352.366	318.541	269.745	209.006	142.115	90.561	48.158
DB1235	364.120	352.989	325.689	286.546	241.117	201.714	166.918	133.105	99.161
DB1236	361.338	343.463	307.941	260.763	209.655	172.687	159.828	169.431	177.421
DB1245	324.303	307.953	280.148	258.101	248.879	238.863	211.442	171.699	130.753
DB1246	321.521	298.426	262.400	232.317	217.415	209.833	204.331	208.021	209.009
DB1256	310.982	280.181	235.719	200.321	188.787	202.541	229.151	250.563	259.993
DB1345	264.581	263.472	265.046	275.762	280.097	269.141	234.883	186.667	138.150
DB1346	261.800	253.946	247.298	249.979	248.651	240.092	227.771	222.989	216.405
DB1356	251.262	235.701	220.619	217.985	220.027	232.824	252.597	265.538	267.414
DB1456	211.442	190.661	175.057	189.537	227.787	269.972	297.121	304.132	299.005
DB2345	180.056	232.543	278.773	306.193	310.421	292.979	250.714	194.849	139.715
DB2346	177.268	222.995	261.022	280.407	278.957	263.950	243.607	231.193	217.978
DB2356	166.736	204.771	234.345	248.413	250.330	256.659	268.426	273.719	268.978
DB2456	126.896	159.729	188.801	219.967	258.093	293.810	312.955	312.334	300.576
DB3456	67.197	115.253	173.702	237.629	289.312	324.088	336.395	327.303	307.973
DB12345	376.940	382.050	375.507	361.281	337.559	302.924	251.516	194.218	138.978
DB12346	374.155	372.506	357.760	335.519	306.118	273.898	244.409	230.543	217.236
DB12356	363.598	354.274	331.077	303.502	277.488	266.607	269.231	273.090	268.242
DB12456	323.781	309.237	285.535	275.056	285.248	303.753	313.734	311.680	299.830
DB13456	264.082	264.761	270.437	292.720	316.469	334.034	337.196	326.652	307.231
DB23456	179.533	233.826	284.159	323.147	346.773	357.871	353.029	334.854	308.801
DB123456	376.418	383.334	380.895	378.237	373.931	367.817	353.830	334.203	308.059
DL1	279.522	202.535	138.487	84.727	46.258	21.698	8.097	4.001	0.928
DL2	168.402	161.590	146.935	113.905	78.898	48.922	26.708	15.696	7.497
DL3	85.647	105.283	124.788	130.785	112.777	84.871	57.615	38.321	22.288
DL4	28.618	47.039	69.533	96.890	121.055	127.691	111.378	88.493	67.064
DL5	11.283	20.685	35.500	59.598	90.011	121.927	144.050	141.787	140.681
DL6	2.243	6.266	11.872	28.054	55.545	93.535	141.716	187.849	246.076
DL12	447.687	363.911	285.003	197.940	124.142	67.821	30.876	18.270	7.061
DL13	364.712	307.546	262.833	214.693	157.772	103.386	61.193	38.603	20.803
DL14	303.030	247.766	206.527	180.144	165.707	146.038	114.791	88.488	64.892
DL15	284.556	221.052	172.287	142.741	134.595	140.249	147.428	141.690	138.356
DL16	278.347	205.649	147.986	111.079	99.971	111.720	145.117	187.919	243.979
DL22	336.813	323.185	293.873	227.835	157.790	97.807	53.378	31.378	14.978
DL24	191.846	206.851	215.339	210.064	199.287	175.830	136.854	102.149	69.061
DL25	173.372	180.135	181.095	172.656	168.167	170.007	169.483	155.344	142.519
DL26	167.153	164.724	156.763	140.992	133.547	141.514	167.187	201.593	248.193
DL34	108.968	150.472	193.132	226.938	233.131	211.720	167.626	124.786	82.700
DL35	90.538	123.770	158.897	189.536	202.013	205.899	200.255	177.981	156.158
DL36	84.301	108.392	134.601	157.880	167.398	177.404	197.952	224.217	261.786
DL45	39.900	67.724	105.035	156.493	211.074	249.632	255.473	230.304	207.800
DL46	29.704	51.031	79.887	124.354	176.228	221.056	253.073	276.343	312.959
DL56	12.733	25.492	46.104	87.206	145.238	215.296	285.734	329.607	386.633
DL123	479.772	422.213	368.782	295.717	212.941	136.966	78.983	48.512	25.297
DL124	423.787	368.184	317.995	264.527	219.809	174.841	126.313	92.095	60.657
DL125	407.173	344.123	287.199	230.865	191.804	169.610	155.692	140.000	126.765
DL126	401.549	330.268	265.329	202.388	160.682	143.978	153.645	181.599	221.863
DL134	349.253	317.480	298.073	279.770	250.299	207.152	154.035	112.481	72.939
DL135	332.640	293.439	267.243	246.069	222.279	201.905	183.374	160.372	139.036
DL136	327.013	279.579	245.366	217.583	191.121	176.260	181.313	201.954	234.087
DL145	277.699	239.921	216.741	215.127	229.804	241.052	232.815	206.956	184.374
DL146	272.119	226.080	194.880	186.658	198.689	215.428	230.779	248.592	279.489
DL156	255.503	202.035	164.046	152.951	170.637	210.176	260.136	296.452	345.576

DL234	249.158	280.642	305.971	306.669	280.506	233.933	173.853	124.768	76.670
DL235	232.545	256.601	275.143	272.973	252.495	228.700	203.236	172.683	142.822
DL236	226.908	242.711	253.263	244.510	221.334	203.050	201.143	214.257	237.863
DL245	177.648	203.098	224.651	242.037	260.023	267.848	252.677	219.266	188.160
DL246	172.025	189.242	202.781	213.561	228.905	242.223	250.641	260.903	283.275
DL256	155.414	165.204	171.952	179.884	200.855	236.968	279.967	308.755	349.353
DL345	103.055	152.362	204.675	257.228	290.490	300.141	280.359	239.639	200.431
DL346	97.473	138.516	182.808	228.748	259.335	274.497	278.298	281.221	295.482
DL356	80.821	114.468	151.976	195.076	231.323	269.261	307.650	329.128	361.624
DL456	36.885	64.536	103.852	165.547	239.595	308.674	357.423	376.316	408.283
DL1234	416.926	385.553	358.503	318.473	267.485	208.795	147.537	104.125	62.660
DL1235	403.089	365.520	332.821	290.403	244.137	204.445	171.995	144.025	117.745
DL1236	398.375	353.970	314.582	266.683	218.203	183.081	170.296	178.720	197.006
DL1245	357.302	320.915	290.701	264.593	250.409	237.061	213.223	182.899	155.574
DL1246	352.642	309.389	272.504	240.880	224.472	215.681	211.473	217.536	234.763
DL1256	338.805	289.354	246.820	212.810	201.125	211.312	235.966	257.452	289.897
DL1345	295.169	278.671	274.094	277.265	275.787	263.964	236.273	199.837	165.761
DL1346	290.483	267.098	255.855	253.544	249.852	242.599	234.574	234.532	245.021
DL1356	276.646	247.063	230.169	225.469	226.497	238.215	259.023	274.425	300.101
DL1456	230.929	202.522	188.106	199.684	232.786	270.865	300.252	313.271	337.918
DL2345	211.803	247.977	280.685	299.691	300.956	286.287	252.808	210.087	168.897
DL2346	207.089	236.427	262.446	275.971	275.023	264.923	251.110	244.782	248.157
DL2356	193.251	216.391	236.760	247.896	251.667	260.540	275.559	284.675	303.237
DL2456	147.519	171.814	194.687	222.104	257.952	293.188	316.788	323.521	341.054
DL3456	85.360	129.523	178.036	234.763	283.324	320.092	339.845	340.494	351.258
DL12345	421.076	399.655	384.177	362.595	334.702	300.135	255.444	210.237	167.674
DL12346	416.413	388.125	365.977	338.881	308.741	278.762	253.733	244.915	246.887
DL12356	402.532	368.076	340.284	310.803	285.389	274.386	278.217	284.818	301.976
DL12456	356.799	323.495	298.205	285.002	291.660	306.992	319.402	323.647	339.778
DL13456	294.642	281.211	281.564	297.674	317.073	333.937	342.474	340.632	349.990
DL23456	211.248	250.539	288.154	320.101	342.243	356.262	359.010	350.882	353.126
DL123456	420.534	402.228	391.682	383.037	375.967	370.085	361.672	351.033	351.905
ENV	479.772	422.213	391.682	383.037	375.967	370.085	361.672	376.316	408.283
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MAX(∑)	1743.202	1708.859	1664.072	1648.937	1641.111	1636.093	1633.770	1661.046	1676.580

8.2. 종점측(단위:kN)

위 치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자 중	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177	583.177
거푸집	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850	-89.850
합성전	545.606	593.824	593.824	593.824	593.824	593.824	593.824	593.824	545.606
합성후	229.364	197.578	184.947	178.856	177.992	178.749	185.239	199.495	224.497
ADD	1268.297	1284.729	1272.098	1266.007	1265.144	1265.900	1272.390	1286.646	1263.430
DB1	265.673	196.519	128.568	73.329	36.569	16.199	5.923	2.608	0.910
DB2	152.423	157.313	147.126	113.688	76.317	45.011	22.677	10.707	5.785
DB3	72.052	99.413	127.410	137.653	118.216	85.492	53.977	30.404	16.439
DB4	21.712	40.821	67.381	100.417	129.003	134.947	112.649	80.944	52.285
DB5	8.803	16.692	32.003	57.984	91.187	125.681	146.113	138.835	119.529
DB6	1.919	5.034	9.092	23.674	49.453	87.378	137.083	189.053	223.089
DB12	417.902	353.681	275.402	186.507	112.074	58.160	24.121	12.245	5.786
DB13	337.363	295.723	255.655	210.370	153.782	98.307	54.915	29.283	15.660
DB14	282.838	236.135	194.996	172.754	164.357	147.658	113.473	79.604	51.032
DB15	268.427	211.667	159.376	130.185	126.467	138.360	146.907	137.438	118.163
DB16	264.595	198.506	135.602	95.802	84.665	99.999	137.926	187.779	221.867
DB22	304.848	314.643	294.235	227.377	152.633	90.039	45.337	21.413	11.569
DB24	169.574	196.976	213.782	213.617	204.863	179.410	134.462	90.054	53.033
DB25	155.163	172.508	178.162	171.048	166.973	170.112	167.895	147.888	120.165
DB26	151.329	159.345	154.385	136.644	125.167	131.746	158.909	198.206	223.863
DB34	89.132	139.044	194.050	237.589	246.729	219.824	165.662	109.727	62.649
DB35	74.716	114.556	158.443	195.000	208.837	210.525	199.094	167.560	129.780
DB36	70.890	101.416	134.673	160.618	167.034	172.161	190.093	217.897	233.480
DB45	30.517	57.515	99.386	158.421	220.191	260.627	258.742	219.776	171.810
DB46	22.783	43.446	75.027	123.666	178.192	222.160	249.674	269.961	275.200
DB56	10.051	19.909	39.740	81.300	140.418	212.935	283.146	327.849	342.495
DB123	440.812	407.736	362.493	291.648	207.079	128.972	69.798	35.752	19.232
DB124	391.407	353.966	307.817	257.707	216.391	173.000	121.846	80.002	46.887
DB125	378.417	331.926	275.757	219.385	182.284	164.643	151.953	132.035	107.316
DB126	374.961	320.097	254.369	188.435	144.660	130.103	143.845	177.326	200.635
DB134	318.992	301.814	290.071	279.270	254.076	209.357	149.927	97.713	55.541
DB135	306.031	279.801	258.018	240.951	219.971	201.001	180.017	149.763	115.973
DB136	302.565	267.947	236.604	209.994	182.342	166.457	171.904	195.032	209.286
DB145	257.377	226.342	203.535	207.216	229.758	245.903	233.531	196.408	153.119
DB146	253.920	214.512	182.144	176.262	192.113	211.359	225.421	241.697	246.438
DB156	240.931	192.473	150.086	137.942	158.026	203.005	255.514	293.749	306.870
DB234	217.052	266.578	306.974	316.051	290.527	237.949	168.820	107.106	57.339
DB235	204.084	244.543	274.915	277.728	256.417	229.572	198.907	159.154	117.769
DB236	200.629	232.714	253.527	246.777	218.793	195.031	190.799	204.445	211.088
DB245	155.437	191.106	220.437	243.997	266.209	274.495	252.425	205.802	154.917
DB246	151.980	179.275	199.047	213.043	228.564	239.951	244.315	251.091	248.236
DB256	139.013	157.241	166.991	174.723	194.476	231.577	274.404	303.140	308.666
DB345	83.044	138.959	202.694	265.560	303.893	310.849	280.485	223.508	163.568
DB346	79.584	127.125	181.282	234.603	266.246	276.305	272.374	268.798	256.887
DB356	66.594	105.087	149.224	196.283	232.159	267.951	302.466	320.849	317.319
DB456	28.429	54.135	96.314	163.492	242.439	313.071	356.197	367.910	355.253
DB1234	379.851	369.371	351.988	317.896	268.770	207.893	141.376	88.373	47.077
DB1235	369.050	351.026	325.275	285.971	240.358	200.920	166.440	131.752	97.446

DB1236	366.168	341.166	307.441	260.166	208.987	172.138	159.698	169.493	175.214
DB1245	328.509	306.484	279.888	257.868	248.515	238.345	211.047	170.626	128.407
DB1246	325.626	296.623	262.054	232.062	217.142	209.559	204.284	208.363	206.172
DB1256	314.819	278.258	235.337	200.135	188.729	202.587	229.365	251.740	256.522
DB1345	268.173	263.038	265.091	275.835	279.901	268.650	234.429	185.379	135.606
DB1346	265.291	253.177	247.258	250.029	248.546	239.847	227.665	223.115	213.369
DB1356	254.484	234.813	220.542	218.105	220.138	232.898	252.752	266.500	263.743
DB1456	213.939	190.267	175.135	189.999	228.293	270.321	297.359	305.375	294.705
DB2345	183.234	233.669	279.167	306.482	310.293	292.453	250.167	193.204	137.099
DB2346	180.345	223.786	261.329	280.673	278.920	263.670	243.408	230.963	214.869
DB2356	169.544	205.443	234.616	248.748	250.508	256.698	268.488	274.324	265.235
DB2456	128.980	160.895	189.227	220.645	258.666	294.125	313.100	313.219	296.202
DB3456	68.666	117.454	174.433	238.613	290.053	324.431	336.482	327.973	303.401
DB12345	382.216	380.904	375.353	361.008	336.954	302.064	250.863	192.332	136.403
DB12346	379.330	371.026	357.521	335.224	305.603	273.283	244.103	230.071	214.168
DB12356	368.505	352.674	330.802	303.276	277.189	266.311	269.186	273.453	264.540
DB12456	327.964	308.131	285.414	275.172	285.344	303.733	313.773	312.323	295.498
DB13456	267.650	264.690	270.621	293.142	316.734	334.042	337.176	327.080	302.700
DB23456	182.688	235.315	284.692	323.785	347.105	357.844	352.916	334.925	304.198
DB123456	381.671	382.551	380.880	378.314	373.785	367.455	353.610	334.033	303.497
DL1	285.685	197.630	137.593	83.911	45.523	21.178	7.930	3.510	0.941
DL2	172.528	159.553	146.533	113.398	78.259	48.334	26.410	14.675	7.462
DL3	87.836	105.364	124.892	130.752	112.395	84.327	57.246	37.040	21.935
DL4	29.163	48.292	69.900	97.379	121.297	127.555	111.159	87.932	65.422
DL5	11.385	21.844	35.832	60.187	90.587	122.295	144.270	143.007	137.226
DL6	2.223	6.931	12.080	28.607	56.264	94.263	142.462	191.772	240.572
DL12	457.953	356.936	283.702	196.606	122.752	66.697	30.417	16.768	7.078
DL13	373.024	302.703	262.036	213.831	156.635	102.301	60.652	36.824	20.542
DL14	309.618	244.191	206.002	179.812	165.201	145.365	114.398	87.406	63.378
DL15	290.682	217.408	171.729	142.511	134.424	140.083	147.474	142.384	135.038
DL16	284.374	201.440	147.307	110.813	99.943	111.914	145.693	191.329	238.602
DL22	345.066	319.109	293.069	226.820	156.512	96.631	52.782	29.336	14.909
DL24	196.404	206.186	215.312	210.049	198.889	175.101	136.325	100.446	67.503
DL25	177.467	179.400	181.036	172.743	168.104	169.785	169.393	155.417	139.157
DL26	171.149	163.425	156.583	141.043	133.628	141.652	167.628	204.383	242.772
DL34	111.581	151.931	193.612	227.397	232.989	211.033	167.026	122.798	80.838
DL35	92.690	125.158	159.345	190.096	202.207	205.717	200.094	177.769	152.492
DL36	86.354	109.216	134.927	158.405	167.735	177.584	198.322	226.721	256.062
DL45	40.548	70.138	105.734	157.571	211.893	249.864	255.473	230.963	202.703
DL46	30.185	52.963	80.472	125.404	177.196	221.653	253.603	279.700	305.832
DL56	12.786	27.324	46.650	88.354	146.538	216.396	286.702	334.749	377.687
DL123	490.963	416.022	367.703	294.484	211.341	135.460	78.226	45.990	25.038
DL124	433.398	363.154	317.160	263.767	218.771	173.698	125.681	90.111	59.341
DL125	416.368	339.030	286.335	230.197	191.068	168.923	155.455	139.614	123.825
DL126	410.654	324.668	264.355	201.687	160.075	143.615	153.886	183.658	217.071
DL134	357.116	314.360	297.694	279.436	249.491	206.046	153.340	110.240	71.350
DL135	340.086	290.255	266.835	245.827	221.773	201.255	183.074	159.730	135.823
DL136	334.370	275.888	244.849	217.309	190.744	175.935	181.489	203.755	229.022
DL145	283.633	237.855	216.577	215.368	229.874	240.784	232.658	207.055	179.939
DL146	277.965	223.506	194.607	186.867	198.888	215.484	231.099	251.136	273.201
DL156	260.933	199.398	163.743	153.251	171.138	210.687	260.852	300.595	337.665
DL234	255.193	280.141	306.042	306.620	279.796	232.777	173.036	121.969	75.042
DL235	238.164	256.037	275.184	273.015	252.087	228.000	202.814	171.483	139.569

DL236	232.436	241.639	253.195	244.521	221.055	202.674	201.198	215.501	232.759
DL245	181.756	203.650	224.936	242.562	260.191	267.529	252.398	218.808	183.685
DL246	176.042	189.288	202.956	214.055	229.202	242.229	250.839	262.889	276.947
DL256	159.016	165.185	172.098	180.470	201.453	237.429	280.561	312.340	341.402
DL345	105.412	154.825	205.416	258.180	290.889	299.859	280.017	238.924	195.683
DL346	99.741	140.472	183.439	229.668	259.862	274.539	278.432	282.950	288.882
DL356	82.673	116.360	152.578	196.087	232.152	269.759	308.179	332.456	353.400
DL456	37.410	67.318	104.678	167.022	240.984	309.542	358.098	380.436	398.759
DL1234	426.546	381.442	357.886	317.810	266.326	207.426	146.726	101.416	61.375
DL1235	412.363	361.356	332.180	289.817	243.230	203.456	171.513	142.648	115.107
DL1236	407.573	349.384	313.850	266.070	217.404	182.362	170.212	179.381	192.824
DL1245	365.315	317.683	290.262	264.410	249.983	236.390	212.861	182.142	151.916
DL1246	360.581	305.733	271.974	240.670	224.152	215.280	211.508	218.814	229.562
DL1256	346.398	285.646	246.266	212.676	201.057	211.290	236.331	260.064	283.343
DL1345	301.724	277.031	274.036	277.437	275.552	263.324	235.858	198.865	161.876
DL1346	296.963	265.036	255.706	253.689	249.725	242.229	234.556	235.598	239.593
DL1356	282.780	244.947	229.996	225.690	226.621	238.225	259.335	276.823	293.319
DL1456	235.805	201.337	188.135	200.307	233.390	271.193	300.684	316.287	330.117
DL2345	216.836	248.518	281.000	300.100	300.803	285.605	252.291	208.650	164.979
DL2346	212.046	236.546	262.671	276.353	274.977	264.511	250.991	245.383	242.696
DL2356	197.863	216.457	236.961	248.355	251.873	260.508	275.769	286.607	296.422
DL2456	150.871	172.811	195.090	222.965	258.638	293.473	317.117	326.072	333.220
DL3456	87.253	132.112	178.820	235.979	284.202	320.408	340.121	342.831	343.197
DL12345	430.699	396.504	383.817	362.382	333.983	299.047	254.798	208.424	163.828
DL12346	425.963	384.550	365.526	338.641	308.129	277.945	253.484	245.139	241.497
DL12356	411.734	364.449	339.808	310.640	285.027	273.948	278.297	286.374	295.234
DL12456	364.742	320.799	297.932	285.241	291.779	306.872	319.602	325.822	332.016
DL13456	301.127	280.107	281.671	298.269	317.384	333.848	342.620	342.592	342.001
DL23456	216.210	251.618	288.636	320.933	342.636	356.130	359.054	352.377	345.104
DL123456	430.087	399.614	391.488	383.247	375.793	369.549	361.587	352.153	343.955
ENV	490.963	416.022	391.488	383.247	375.793	369.549	361.587	380.436	398.759
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
MAX(∑)	1759.260	1700.752	1663.586	1649.255	1640.937	1635.448	1633.977	1667.082	1662.189

9. 응력산정

9.1. 거더1의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.188	-3.996	37.631	-23.419	-22.048
강선4EA	0.000	0.000	-2.129	-3.921	37.572	-22.952	-21.599
강판	0.000	0.000	-3.975	-7.320	70.151	-42.853	-40.328
이음	0.000	0.000	-3.972	-6.901	58.194	-40.750	-38.460
중앙	0.000	0.000	-5.495	-9.548	80.509	-56.376	-53.208
이음	0.000	0.000	-3.972	-6.901	58.194	-40.750	-38.460
강판	0.000	0.000	-3.975	-7.320	70.151	-42.853	-40.328
강선4EA	0.000	0.000	-2.129	-3.921	37.572	-22.952	-21.599
강선2EA	0.000	0.000	-2.188	-3.996	37.631	-23.419	-22.048

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{scu}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{scu}$$

$$F_{stl}=\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccl} \qquad F_{scl}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{scl}$$

$$F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.749	0.574	-0.905	-1.264	4.404	-7.742	-7.394
강선4EA	0.747	0.574	-0.884	-1.238	4.403	-7.580	-7.238
강판	1.322	1.015	-1.564	-2.192	7.793	-13.414	-12.809
이음	1.252	0.955	-1.546	-2.153	7.334	-13.193	-12.602
중앙	1.700	1.297	-2.098	-2.923	9.955	-17.909	-17.107
이음	1.257	0.959	-1.552	-2.162	7.362	-13.244	-12.651
강판	1.327	1.019	-1.570	-2.200	7.823	-13.467	-12.859
강선4EA	0.748	0.574	-0.885	-1.240	4.411	-7.592	-7.250
강선2EA	0.751	0.575	-0.906	-1.266	4.411	-7.755	-7.406

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{scu}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{scu}$$

$$F_{stl}=\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccl} \qquad F_{scl}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{scl}$$

$$F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.382	1.058	-1.669	-2.332	8.123	-14.282	-13.640
강선4EA	1.378	1.058	-1.630	-2.285	8.123	-13.983	-13.352
강판	2.469	1.896	-2.921	-4.093	14.553	-25.051	-23.922
이음	2.339	1.784	-2.886	-4.021	13.696	-24.638	-23.535
중앙	3.163	2.413	-3.904	-5.439	18.525	-33.325	-31.833
이음	2.342	1.787	-2.890	-4.027	13.716	-24.673	-23.569
강판	2.472	1.898	-2.925	-4.099	14.574	-25.087	-23.956
강선4EA	1.373	1.055	-1.625	-2.277	8.096	-13.937	-13.309
강선2EA	1.378	1.055	-1.663	-2.325	8.097	-14.235	-13.595

9.2. 거더2의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
중앙	0.000	0.000	-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{scu}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{scu}$$

$$F_{stl}=\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccl} \qquad F_{scl}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{scl}$$

$$F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.696	0.533	-0.840	-1.174	4.090	-7.190	-6.867
강선4EA	0.694	0.533	-0.821	-1.150	4.089	-7.040	-6.722
강판	1.277	0.981	-1.511	-2.118	7.529	-12.961	-12.376
이음	1.210	0.923	-1.493	-2.080	7.086	-12.747	-12.176
중앙	1.663	1.269	-2.053	-2.860	9.740	-17.521	-16.736
이음	1.211	0.923	-1.494	-2.081	7.089	-12.753	-12.182
강판	1.278	0.981	-1.512	-2.119	7.532	-12.967	-12.382
강선4EA	0.693	0.532	-0.820	-1.149	4.084	-7.031	-6.714
강선2EA	0.695	0.532	-0.839	-1.173	4.085	-7.181	-6.858

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{scu}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{scu}$$

$$F_{stl}=\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccl} \qquad F_{scl}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{scl}$$

$$F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.224	0.937	-1.478	-2.065	7.194	-12.647	-12.078
강선4EA	1.220	0.937	-1.444	-2.023	7.193	-12.382	-11.824
강판	2.108	1.619	-2.494	-3.495	12.427	-21.392	-20.427
이음	1.997	1.523	-2.465	-3.434	11.696	-21.039	-20.097
중앙	2.715	2.071	-3.350	-4.667	15.897	-28.597	-27.317
이음	1.989	1.517	-2.454	-3.419	11.647	-20.952	-20.014
강판	2.099	1.612	-2.484	-3.481	12.375	-21.303	-20.342
강선4EA	1.210	0.929	-1.432	-2.006	7.133	-12.279	-11.725
강선2EA	1.214	0.929	-1.466	-2.048	7.134	-12.541	-11.978

9.3. 거더3의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
중앙	0.000	0.000	-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.657	0.503	-0.793	-1.109	3.862	-6.789	-6.484
강선4EA	0.655	0.503	-0.775	-1.086	3.861	-6.647	-6.347
강판	1.233	0.947	-1.458	-2.044	7.267	-12.510	-11.945
이음	1.168	0.891	-1.441	-2.008	6.839	-12.303	-11.752
중앙	1.622	1.237	-2.002	-2.789	9.498	-17.087	-16.322
이음	1.167	0.890	-1.440	-2.006	6.832	-12.290	-11.740
강판	1.231	0.946	-1.457	-2.042	7.259	-12.496	-11.933
강선4EA	0.654	0.502	-0.773	-1.084	3.853	-6.632	-6.333
강선2EA	0.656	0.502	-0.792	-1.106	3.853	-6.774	-6.469

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.128	0.864	-1.362	-1.903	6.630	-11.656	-11.132
강선4EA	1.125	0.864	-1.331	-1.865	6.630	-11.412	-10.898
강판	1.969	1.512	-2.329	-3.264	11.605	-19.977	-19.076
이음	1.865	1.423	-2.302	-3.207	10.922	-19.647	-18.768
중앙	2.537	1.936	-3.132	-4.363	14.860	-26.731	-25.535
이음	1.862	1.421	-2.298	-3.202	10.906	-19.619	-18.741
강판	1.966	1.509	-2.326	-3.259	11.588	-19.948	-19.048
강선4EA	1.122	0.861	-1.327	-1.860	6.612	-11.382	-10.869
강선2EA	1.125	0.861	-1.358	-1.898	6.613	-11.625	-11.103

9.4. 거더4의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
중앙	0.000	0.000	-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.637	0.488	-0.769	-1.075	3.744	-6.582	-6.286
강선4EA	0.635	0.488	-0.751	-1.053	3.744	-6.444	-6.154
강판	1.199	0.920	-1.418	-1.987	7.065	-12.162	-11.614
이음	1.135	0.866	-1.401	-1.952	6.649	-11.962	-11.426
중앙	1.587	1.210	-1.958	-2.728	9.292	-16.716	-15.967
이음	1.134	0.865	-1.400	-1.950	6.643	-11.951	-11.416
강판	1.197	0.919	-1.417	-1.985	7.059	-12.151	-11.603
강선4EA	0.634	0.487	-0.750	-1.051	3.738	-6.434	-6.144
강선2EA	0.636	0.487	-0.768	-1.073	3.738	-6.572	-6.277

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.100	0.842	-1.328	-1.855	6.462	-11.361	-10.850
강선4EA	1.096	0.842	-1.297	-1.817	6.462	-11.123	-10.621
강판	1.915	1.470	-2.265	-3.175	11.287	-19.430	-18.554
이음	1.814	1.384	-2.239	-3.119	10.623	-19.109	-18.254
중앙	2.442	1.862	-3.013	-4.198	14.298	-25.721	-24.569
이음	1.812	1.382	-2.236	-3.115	10.610	-19.086	-18.232
강판	1.912	1.468	-2.263	-3.171	11.274	-19.406	-18.531
강선4EA	1.094	0.840	-1.294	-1.814	6.450	-11.103	-10.602
강선2EA	1.098	0.840	-1.325	-1.852	6.450	-11.340	-10.830

9.5. 거더5의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
중앙	0.000	0.000	-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.632	0.484	-0.763	-1.066	3.714	-6.530	-6.236
강선4EA	0.630	0.484	-0.745	-1.045	3.714	-6.393	-6.105
강판	1.185	0.910	-1.401	-1.964	6.983	-12.021	-11.479
이음	1.122	0.856	-1.385	-1.929	6.572	-11.822	-11.293
중앙	1.572	1.199	-1.940	-2.703	9.206	-16.560	-15.819
이음	1.122	0.856	-1.385	-1.929	6.572	-11.822	-11.293
강판	1.185	0.910	-1.401	-1.964	6.983	-12.021	-11.479
강선4EA	0.630	0.484	-0.745	-1.045	3.714	-6.393	-6.105
강선2EA	0.632	0.484	-0.763	-1.066	3.714	-6.530	-6.236

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.078	0.825	-1.301	-1.818	6.332	-11.132	-10.632
강선4EA	1.074	0.825	-1.271	-1.781	6.332	-10.899	-10.408
강판	1.874	1.439	-2.217	-3.107	11.047	-19.017	-18.159
이음	1.775	1.354	-2.191	-3.053	10.397	-18.703	-17.866
중앙	2.383	1.818	-2.941	-4.098	13.957	-25.108	-23.984
이음	1.773	1.352	-2.188	-3.048	10.383	-18.678	-17.842
강판	1.872	1.437	-2.214	-3.103	11.033	-18.992	-18.135
강선4EA	1.072	0.823	-1.268	-1.777	6.319	-10.878	-10.387
강선2EA	1.075	0.823	-1.298	-1.814	6.319	-11.110	-10.611

9.6. 거더6의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
중앙	0.000	0.000	-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.636	0.487	-0.768	-1.073	3.738	-6.572	-6.277
강선4EA	0.634	0.487	-0.750	-1.051	3.738	-6.434	-6.144
강판	1.197	0.919	-1.417	-1.985	7.059	-12.151	-11.603
이음	1.134	0.865	-1.400	-1.950	6.643	-11.951	-11.416
중앙	1.587	1.211	-1.959	-2.729	9.295	-16.721	-15.972
이음	1.135	0.866	-1.401	-1.952	6.649	-11.962	-11.426
강판	1.199	0.920	-1.418	-1.987	7.065	-12.162	-11.614
강선4EA	0.635	0.488	-0.751	-1.053	3.744	-6.444	-6.154
강선2EA	0.637	0.488	-0.769	-1.075	3.744	-6.582	-6.286

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.054	0.807	-1.273	-1.779	6.195	-10.891	-10.402
강선4EA	1.051	0.807	-1.243	-1.742	6.195	-10.664	-10.183
강판	1.823	1.400	-2.157	-3.023	10.747	-18.500	-17.666
이음	1.727	1.317	-2.132	-2.970	10.114	-18.195	-17.380
중앙	2.317	1.767	-2.859	-3.984	13.569	-24.409	-23.316
이음	1.725	1.316	-2.129	-2.965	10.101	-18.170	-17.357
강판	1.821	1.398	-2.154	-3.018	10.732	-18.475	-17.642
강선4EA	1.049	0.805	-1.241	-1.739	6.183	-10.643	-10.163
강선2EA	1.052	0.805	-1.270	-1.775	6.183	-10.870	-10.381

9.7. 거더7의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
중앙	0.000	0.000	-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{scu}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{scu}$$

$$F_{stl}=\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccl} \qquad F_{scl}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{scl}$$

$$F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{AL}}{I_{AL}}\cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.656	0.502	-0.792	-1.106	3.853	-6.774	-6.469
강선4EA	0.654	0.502	-0.773	-1.084	3.853	-6.632	-6.333
강판	1.231	0.946	-1.457	-2.042	7.259	-12.496	-11.933
이음	1.167	0.890	-1.440	-2.006	6.832	-12.290	-11.740
중앙	1.623	1.238	-2.003	-2.790	9.504	-17.097	-16.332
이음	1.168	0.891	-1.441	-2.008	6.839	-12.303	-11.752
강판	1.233	0.947	-1.458	-2.044	7.267	-12.510	-11.945
강선4EA	0.655	0.503	-0.775	-1.086	3.861	-6.647	-6.347
강선2EA	0.657	0.503	-0.793	-1.109	3.862	-6.789	-6.484

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{scu}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{scu}$$

$$F_{stl}=\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{ccl} \qquad F_{scl}=\frac{1}{n_{sc}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{scl}$$

$$F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{LL}}{I_{AL}}\cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.033	0.791	-1.247	-1.743	6.070	-10.671	-10.192
강선4EA	1.030	0.791	-1.218	-1.707	6.069	-10.448	-9.977
강판	1.791	1.375	-2.119	-2.969	10.556	-18.172	-17.352
이음	1.696	1.294	-2.094	-2.917	9.935	-17.872	-17.072
중앙	2.304	1.757	-2.843	-3.961	13.493	-24.272	-23.185
이음	1.696	1.293	-2.093	-2.916	9.931	-17.864	-17.064
강판	1.790	1.374	-2.118	-2.968	10.552	-18.164	-17.345
강선4EA	1.029	0.790	-1.218	-1.707	6.068	-10.445	-9.974
강선2EA	1.033	0.790	-1.247	-1.742	6.068	-10.669	-10.189

9.8. 거더8의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
중앙	0.000	0.000	-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
이음	0.000	0.000	-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
강판	0.000	0.000	-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
강선4EA	0.000	0.000	-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
강선2EA	0.000	0.000	-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.695	0.532	-0.839	-1.173	4.085	-7.181	-6.858
강선4EA	0.693	0.532	-0.820	-1.149	4.084	-7.031	-6.714
강판	1.278	0.981	-1.512	-2.119	7.532	-12.967	-12.382
이음	1.211	0.923	-1.494	-2.081	7.089	-12.753	-12.182
중앙	1.664	1.270	-2.054	-2.862	9.747	-17.533	-16.748
이음	1.210	0.923	-1.493	-2.080	7.086	-12.747	-12.176
강판	1.277	0.981	-1.511	-2.118	7.529	-12.961	-12.376
강선4EA	0.694	0.533	-0.821	-1.150	4.089	-7.040	-6.722
강선2EA	0.696	0.533	-0.840	-1.174	4.090	-7.190	-6.867

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.097	0.839	-1.324	-1.850	6.445	-11.330	-10.821
강선4EA	1.093	0.839	-1.293	-1.812	6.444	-11.093	-10.593
강판	1.906	1.464	-2.255	-3.160	11.236	-19.342	-18.469
이음	1.806	1.377	-2.228	-3.105	10.574	-19.022	-18.171
중앙	2.473	1.886	-3.052	-4.252	14.483	-26.053	-24.887
이음	1.810	1.381	-2.234	-3.112	10.601	-19.070	-18.217
강판	1.911	1.467	-2.261	-3.168	11.264	-19.390	-18.516
강선4EA	1.100	0.844	-1.301	-1.823	6.482	-11.159	-10.656
강선2EA	1.103	0.844	-1.332	-1.861	6.483	-11.397	-10.885

9.9. 거더9의 경우

(1) SW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{SW}}{I_{SW}} \cdot y_{stl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.000	0.000	112.629	-255.743	0.000
이음	0.000	0.000	0.000	0.000	81.257	-184.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.000	0.000	100.862	-206.963	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.000	0.000	54.413	-111.652	0.000

(2) CW단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stu} \qquad F_{stl} = \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{stl}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cf}} \cdot \frac{M_{CW}}{I_{CW}} \cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
중앙	0.000	0.000	0.991	1.564	-13.977	13.135	0.000
이음	0.000	0.000	0.717	1.132	-10.117	9.508	0.000
강판	0.000	0.000	0.734	1.205	-12.227	10.060	0.000
강선4EA	0.000	0.000	0.398	0.653	-6.621	5.447	0.000
강선2EA	0.000	0.000	0.383	0.633	-6.582	5.281	0.000

(3) PS단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=-\frac{P}{A_p}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccu}\right) \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{ci}}\cdot\left(\frac{P}{A_{PS}}+\frac{P\cdot e_{td}}{I_{PS}}\cdot y_{ccl}\right)$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
강선4EA	0.000	0.000	17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
강판	0.000	0.000	18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
이음	0.000	0.000	17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
중앙	0.000	0.000	18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
이음	0.000	0.000	17.746	22.654	-24.666	141.129	-1185.564
강판	0.000	0.000	18.032	23.190	-29.977	144.256	-1185.564
강선4EA	0.000	0.000	17.820	22.917	-29.625	142.559	-1171.621
강선2EA	0.000	0.000	8.612	11.071	-14.190	68.877	-1170.540

(4) BL단계(MPa)

$$F_{stu}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stu} \qquad F_{stl}=\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{stl} \qquad F_{td}=\frac{1}{n_{td}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{td}$$

$$F_{ccu}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccu} \qquad F_{ccl}=\frac{1}{n_{cc}}\cdot\frac{M_{BL}}{I_{BL}}\cdot y_{ccl}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-2.188	-3.996	37.631	-23.419	-22.048
강선4EA	0.000	0.000	-2.129	-3.921	37.572	-22.952	-21.599
강판	0.000	0.000	-3.975	-7.320	70.151	-42.853	-40.328
이음	0.000	0.000	-3.972	-6.901	58.194	-40.750	-38.460
중앙	0.000	0.000	-5.495	-9.548	80.509	-56.376	-53.208
이음	0.000	0.000	-3.972	-6.901	58.194	-40.750	-38.460
강판	0.000	0.000	-3.975	-7.320	70.151	-42.853	-40.328
강선4EA	0.000	0.000	-2.129	-3.921	37.572	-22.952	-21.599
강선2EA	0.000	0.000	-2.188	-3.996	37.631	-23.419	-22.048

(5) AL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{AL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.751	0.575	-0.906	-1.266	4.411	-7.755	-7.406
강선4EA	0.748	0.574	-0.885	-1.240	4.411	-7.592	-7.250
강판	1.327	1.019	-1.570	-2.200	7.823	-13.467	-12.859
이음	1.257	0.959	-1.552	-2.162	7.362	-13.244	-12.651
중앙	1.701	1.297	-2.099	-2.925	9.961	-17.919	-17.117
이음	1.252	0.955	-1.546	-2.153	7.334	-13.193	-12.602
강판	1.322	1.015	-1.564	-2.192	7.793	-13.414	-12.809
강선4EA	0.747	0.574	-0.884	-1.238	4.403	-7.580	-7.238
강선2EA	0.749	0.574	-0.905	-1.264	4.404	-7.742	-7.394

(6) LL단계(MPa)

$$F_{stu} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}$$

$$F_{stl} = \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}$$

$$F_{td} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \frac{M_{LL}}{I_{AL}} \cdot y_{td}$$

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	1.181	0.904	-1.425	-1.992	6.938	-12.197	-11.649
강선4EA	1.177	0.904	-1.392	-1.951	6.937	-11.942	-11.404
강판	2.172	1.668	-2.570	-3.601	12.804	-22.040	-21.046
이음	2.058	1.570	-2.539	-3.538	12.050	-21.676	-20.706
중앙	2.808	2.142	-3.466	-4.829	16.447	-29.586	-28.262
이음	2.052	1.565	-2.533	-3.529	12.018	-21.620	-20.652
강판	2.166	1.663	-2.563	-3.592	12.770	-21.983	-20.991
강선4EA	1.179	0.905	-1.394	-1.954	6.948	-11.961	-11.421
강선2EA	1.182	0.905	-1.428	-1.995	6.949	-12.216	-11.667

10. 손실응력산정

10.1. 거더1의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N · m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2445843	906011	-1.497	-1356732
강선4EA	0.226	0.382	6420205	2337486	-1.501	-3508555
강판	0.226	0.382	5368573	1954605	-1.501	-2933852
이음	0.240	0.380	5266593	2010842	-1.513	-3043015
중앙	0.240	0.380	4491061	1714736	-1.513	-2594916
이음	0.240	0.380	5262902	2009433	-1.513	-3040883
강판	0.226	0.382	5364806	1953234	-1.501	-2931794
강선4EA	0.226	0.382	6418152	2336739	-1.501	-3507433
강선2EA	0.231	0.396	2444527	905524	-1.497	-1356002

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.299	-0.020	-0.946	-0.862	-0.150	19.160	18.439
강선4EA	-0.786	-0.049	-2.263	-2.676	-0.378	50.559	48.658
강판	-0.658	-0.041	-2.079	-2.051	-0.316	42.277	40.688
이음	-0.655	-0.039	-2.207	-2.259	-0.302	42.255	40.667
중앙	-0.559	-0.034	-2.041	-1.768	-0.258	36.033	34.679
이음	-0.655	-0.039	-2.206	-2.257	-0.302	42.226	40.639
강판	-0.657	-0.041	-2.078	-2.050	-0.316	42.248	40.660
강선4EA	-0.786	-0.049	-2.262	-2.675	-0.378	50.543	48.643
강선2EA	-0.299	-0.020	-0.946	-0.861	-0.150	19.149	18.429

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	428637	195898	1.087	213009
강선4EA	0.305	0.648	427849	195583	1.072	209657
강판	0.305	0.648	757155	346119	1.072	371026
이음	0.346	0.648	715245	357387	1.035	370059
중앙	0.346	0.648	970911	485135	1.035	502338
이음	0.346	0.648	718047	358787	1.035	371509
강판	0.305	0.648	760121	347475	1.072	372479
강선4EA	0.305	0.648	428547	195902	1.072	209999
강선2EA	0.305	0.648	429336	196218	1.087	213356

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.172	-0.111	0.002	-0.078	2.318	-0.389	-0.344
강선4EA	-0.171	-0.111	0.000	-0.080	2.315	-0.402	-0.357
강판	-0.303	-0.197	0.000	-0.142	4.097	-0.712	-0.632
이음	-0.341	-0.226	-0.002	-0.137	3.860	-0.689	-0.613
중앙	-0.464	-0.307	-0.003	-0.186	5.239	-0.935	-0.832
이음	-0.343	-0.227	-0.002	-0.138	3.875	-0.692	-0.615
강판	-0.304	-0.198	0.000	-0.143	4.113	-0.715	-0.634
강선4EA	-0.171	-0.112	0.000	-0.081	2.319	-0.403	-0.357
강선2EA	-0.172	-0.111	0.002	-0.078	2.322	-0.389	-0.344

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	43157260	0.004	-179577	-1.348	242041
강선4EA	72721830	0.008	-605191	-1.337	809318
강판	64476880	0.008	-536577	-1.337	717561
이음	63630480	0.008	-529533	-1.359	719779
중앙	57423010	0.008	-477874	-1.359	649561
이음	63599580	0.008	-529276	-1.359	719429
강판	64445860	0.008	-536318	-1.337	717216
강선4EA	72705690	0.008	-605057	-1.337	809139
강선2EA	43146770	0.004	-179534	-1.348	241982

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.332	2.383
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.689	7.859
강판	0.127	0.025	-0.880	-1.087	0.196	-6.817	6.968
이음	0.122	0.024	-0.855	-1.057	0.183	-6.627	6.773
중앙	0.110	0.021	-0.772	-0.954	0.165	-5.980	6.112
이음	0.122	0.024	-0.855	-1.056	0.182	-6.623	6.769
강판	0.127	0.025	-0.879	-1.087	0.196	-6.814	6.965
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.687	7.857
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.331	2.383

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

10.2. 거더2의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2400332	889153	-1.497	-1331486
강선4EA	0.226	0.382	6377277	2321857	-1.501	-3485096
강판	0.226	0.382	5238056	1907086	-1.501	-2862527
이음	0.240	0.380	5141954	1963254	-1.513	-2970999
중앙	0.240	0.380	4303294	1643044	-1.513	-2486425
이음	0.240	0.380	5140727	1962785	-1.513	-2970291
강판	0.226	0.382	5236801	1906629	-1.501	-2861841
강선4EA	0.226	0.382	6376348	2321519	-1.501	-3484588
강선2EA	0.231	0.396	2400207	889106	-1.497	-1331417

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.293	-0.019	-0.943	-0.831	-0.147	18.803	18.096
강선4EA	-0.781	-0.049	-2.259	-2.647	-0.375	50.221	48.333
강판	-0.642	-0.040	-2.061	-1.969	-0.308	41.249	39.699
이음	-0.640	-0.038	-2.183	-2.178	-0.295	41.255	39.705
중앙	-0.535	-0.032	-2.003	-1.646	-0.247	34.526	33.229
이음	-0.640	-0.038	-2.183	-2.177	-0.295	41.245	39.695
강판	-0.641	-0.040	-2.060	-1.968	-0.308	41.240	39.689
강선4EA	-0.781	-0.049	-2.259	-2.646	-0.375	50.213	48.326
강선2EA	-0.293	-0.019	-0.943	-0.831	-0.147	18.802	18.095

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	398082	181934	1.087	197825
강선4EA	0.305	0.648	397351	181641	1.072	194712
강판	0.305	0.648	731576	334426	1.072	358492
이음	0.346	0.648	691083	345314	1.035	357558
중앙	0.346	0.648	949880	474627	1.035	491457
이음	0.346	0.648	691379	345462	1.035	357712
강판	0.305	0.648	731890	334570	1.072	358646
강선4EA	0.305	0.648	396862	181418	1.072	194473
강선2EA	0.305	0.648	397593	181711	1.087	197582

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.160	-0.103	0.002	-0.073	2.153	-0.361	-0.319
강선4EA	-0.159	-0.103	0.000	-0.075	2.150	-0.374	-0.331
강판	-0.292	-0.190	0.000	-0.137	3.959	-0.688	-0.610
이음	-0.330	-0.218	-0.002	-0.132	3.729	-0.666	-0.592
중앙	-0.453	-0.300	-0.003	-0.182	5.126	-0.915	-0.814
이음	-0.330	-0.218	-0.002	-0.132	3.731	-0.666	-0.592
강판	-0.293	-0.191	0.000	-0.138	3.960	-0.688	-0.610
강선4EA	-0.159	-0.103	0.000	-0.075	2.148	-0.373	-0.331
강선2EA	-0.159	-0.103	0.002	-0.073	2.150	-0.360	-0.319

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	42838640	0.004	-178252	-1.348	240254
강선4EA	72421930	0.008	-602695	-1.337	805981
강판	63509040	0.008	-528522	-1.337	706790
이음	62688740	0.008	-521696	-1.359	709126
중앙	55991150	0.008	-465958	-1.359	633364
이음	62679020	0.008	-521615	-1.359	709016
강판	63499260	0.008	-528441	-1.337	706681
강선4EA	72415290	0.008	-602640	-1.337	805907
강선2EA	42838090	0.004	-178249	-1.348	240251

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.008	-0.299	-0.369	0.065	-2.315	2.366
강선4EA	0.143	0.029	-0.988	-1.221	0.220	-7.657	7.826
강판	0.125	0.025	-0.867	-1.071	0.193	-6.715	6.863
이음	0.121	0.023	-0.843	-1.041	0.180	-6.529	6.672
중앙	0.108	0.021	-0.753	-0.930	0.161	-5.831	5.959
이음	0.120	0.023	-0.842	-1.041	0.180	-6.528	6.671
강판	0.125	0.025	-0.866	-1.071	0.193	-6.714	6.862
강선4EA	0.143	0.029	-0.988	-1.221	0.220	-7.657	7.826
강선2EA	0.043	0.008	-0.299	-0.369	0.065	-2.315	2.366

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

10.3. 거더3의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2422578	897393	-1.497	-1343826
강선4EA	0.226	0.382	6398264	2329498	-1.501	-3496565
강판	0.226	0.382	5262183	1915870	-1.501	-2875712
이음	0.240	0.380	5165628	1972293	-1.513	-2984678
중앙	0.240	0.380	4326450	1651885	-1.513	-2499804
이음	0.240	0.380	5165407	1972208	-1.513	-2984550
강판	0.226	0.382	5261953	1915786	-1.501	-2875586
강선4EA	0.226	0.382	6397666	2329280	-1.501	-3496238
강선2EA	0.231	0.396	2422803	897476	-1.497	-1343951

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.296	-0.019	-0.949	-0.842	-0.149	18.977	18.264
강선4EA	-0.784	-0.049	-2.265	-2.657	-0.376	50.386	48.492
강판	-0.645	-0.040	-2.068	-1.981	-0.310	41.439	39.882
이음	-0.643	-0.039	-2.191	-2.190	-0.296	41.445	39.888
중앙	-0.538	-0.032	-2.011	-1.659	-0.248	34.712	33.408
이음	-0.643	-0.039	-2.190	-2.190	-0.296	41.443	39.886
강판	-0.645	-0.040	-2.067	-1.981	-0.310	41.438	39.880
강선4EA	-0.784	-0.049	-2.265	-2.657	-0.376	50.381	48.488
강선2EA	-0.296	-0.019	-0.949	-0.842	-0.149	18.979	18.266

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	375883	171789	1.087	186793
강선4EA	0.305	0.648	375192	171512	1.072	183854
강판	0.305	0.648	706103	322781	1.072	346009
이음	0.346	0.648	667019	333290	1.035	345108
중앙	0.346	0.648	926344	462867	1.035	479280
이음	0.346	0.648	666294	332927	1.035	344733
강판	0.305	0.648	705335	322431	1.072	345633
강선4EA	0.305	0.648	374355	171129	1.072	183444
강선2EA	0.305	0.648	375044	171405	1.087	186376

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.151	-0.098	0.002	-0.069	2.032	-0.341	-0.301
강선4EA	-0.150	-0.098	0.000	-0.071	2.030	-0.353	-0.313
강판	-0.282	-0.184	0.000	-0.133	3.821	-0.664	-0.589
이음	-0.318	-0.211	-0.002	-0.128	3.599	-0.643	-0.571
중앙	-0.442	-0.293	-0.003	-0.177	4.999	-0.892	-0.794
이음	-0.318	-0.210	-0.002	-0.128	3.596	-0.642	-0.571
강판	-0.282	-0.184	0.000	-0.133	3.817	-0.663	-0.588
강선4EA	-0.150	-0.097	0.000	-0.070	2.026	-0.352	-0.312
강선2EA	-0.150	-0.097	0.002	-0.068	2.028	-0.340	-0.301

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	43024150	0.004	-179024	-1.348	241295
강선4EA	72599460	0.008	-604173	-1.337	807957
강판	63713140	0.008	-530221	-1.337	709061
이음	62892160	0.008	-523389	-1.359	711427
중앙	56190110	0.008	-467614	-1.359	635614
이음	62891080	0.008	-523380	-1.359	711415
강판	63712040	0.008	-530212	-1.337	709049
강선4EA	72595630	0.008	-604141	-1.337	807914
강선2EA	43026520	0.004	-179033	-1.348	241308

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.009	-0.300	-0.371	0.065	-2.325	2.376
강선4EA	0.143	0.029	-0.991	-1.224	0.220	-7.676	7.846
강판	0.125	0.025	-0.869	-1.074	0.193	-6.737	6.885
이음	0.121	0.023	-0.845	-1.045	0.180	-6.550	6.694
중앙	0.108	0.021	-0.755	-0.933	0.161	-5.852	5.981
이음	0.121	0.023	-0.845	-1.045	0.180	-6.550	6.694
강판	0.125	0.025	-0.869	-1.074	0.193	-6.737	6.885
강선4EA	0.143	0.029	-0.990	-1.224	0.220	-7.676	7.845
강선2EA	0.043	0.009	-0.300	-0.371	0.065	-2.325	2.376

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

10.4. 거더4의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2434068	901649	-1.497	-1350200
강선4EA	0.226	0.382	6409105	2333445	-1.501	-3502489
강판	0.226	0.382	5280757	1922633	-1.501	-2885862
이음	0.240	0.380	5183854	1979252	-1.513	-2995209
중앙	0.240	0.380	4346232	1659438	-1.513	-2511234
이음	0.240	0.380	5183503	1979118	-1.513	-2995006
강판	0.226	0.382	5280394	1922501	-1.501	-2885664
강선4EA	0.226	0.382	6408242	2333130	-1.501	-3502017
강선2EA	0.231	0.396	2434013	901629	-1.497	-1350170

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.298	-0.019	-0.952	-0.847	-0.150	19.067	18.351
강선4EA	-0.785	-0.049	-2.268	-2.662	-0.377	50.471	48.574
강판	-0.647	-0.040	-2.073	-1.990	-0.311	41.586	40.023
이음	-0.645	-0.039	-2.196	-2.200	-0.297	41.591	40.028
중앙	-0.541	-0.032	-2.017	-1.669	-0.249	34.871	33.560
이음	-0.645	-0.039	-2.196	-2.200	-0.297	41.589	40.026
강판	-0.647	-0.040	-2.073	-1.990	-0.311	41.583	40.020
강선4EA	-0.785	-0.049	-2.268	-2.662	-0.377	50.465	48.568
강선2EA	-0.298	-0.019	-0.952	-0.847	-0.150	19.067	18.350

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	364416	166548	1.087	181095
강선4EA	0.305	0.648	363747	166280	1.072	178246
강판	0.305	0.648	686492	313817	1.072	336399
이음	0.346	0.648	648494	324033	1.035	335523
중앙	0.346	0.648	906236	452819	1.035	468876
이음	0.346	0.648	647900	323737	1.035	335216
강판	0.305	0.648	685864	313530	1.072	336091
강선4EA	0.305	0.648	363189	166025	1.072	177972
강선2EA	0.305	0.648	363857	166292	1.087	180817

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.146	-0.095	0.002	-0.067	1.970	-0.330	-0.292
강선4EA	-0.145	-0.095	0.000	-0.068	1.968	-0.342	-0.303
강판	-0.274	-0.179	0.000	-0.129	3.715	-0.645	-0.573
이음	-0.310	-0.205	-0.002	-0.124	3.500	-0.625	-0.556
중앙	-0.433	-0.286	-0.003	-0.174	4.890	-0.873	-0.776
이음	-0.309	-0.205	-0.002	-0.124	3.496	-0.624	-0.555
강판	-0.274	-0.179	0.000	-0.129	3.711	-0.645	-0.572
강선4EA	-0.145	-0.095	0.000	-0.068	1.965	-0.341	-0.303
강선2EA	-0.146	-0.094	0.002	-0.066	1.967	-0.330	-0.292

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	43119980	0.004	-179422	-1.348	241832
강선4EA	72691180	0.008	-604936	-1.337	808977
강판	63870270	0.008	-531528	-1.337	710810
이음	63048770	0.008	-524692	-1.359	713199
중앙	56360080	0.008	-469029	-1.359	637537
이음	63046570	0.008	-524674	-1.359	713174
강판	63868040	0.008	-531510	-1.337	710785
강선4EA	72685100	0.008	-604885	-1.337	808910
강선2EA	43120010	0.004	-179422	-1.348	241832

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.330	2.381
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.686	7.856
강판	0.126	0.025	-0.871	-1.077	0.194	-6.753	6.902
이음	0.121	0.024	-0.847	-1.047	0.181	-6.566	6.711
중앙	0.108	0.021	-0.758	-0.936	0.162	-5.869	5.999
이음	0.121	0.024	-0.847	-1.047	0.181	-6.566	6.710
강판	0.126	0.025	-0.871	-1.077	0.194	-6.753	6.902
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.685	7.855
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.330	2.381

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

10.5. 거더5의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2436976	902727	-1.497	-1351813
강선4EA	0.226	0.382	6411848	2334443	-1.501	-3503988
강판	0.226	0.382	5288325	1925388	-1.501	-2889998
이음	0.240	0.380	5191280	1982087	-1.513	-2999500
중앙	0.240	0.380	4354534	1662608	-1.513	-2516032
이음	0.240	0.380	5190346	1981730	-1.513	-2998960
강판	0.226	0.382	5287368	1925040	-1.501	-2889475
강선4EA	0.226	0.382	6410456	2333937	-1.501	-3503228
강선2EA	0.231	0.396	2436361	902499	-1.497	-1351472

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.298	-0.020	-0.953	-0.848	-0.150	19.090	18.373
강선4EA	-0.785	-0.049	-2.269	-2.663	-0.377	50.493	48.595
강판	-0.648	-0.041	-2.075	-1.993	-0.311	41.645	40.080
이음	-0.646	-0.039	-2.199	-2.204	-0.298	41.651	40.086
중앙	-0.542	-0.033	-2.020	-1.673	-0.250	34.938	33.625
이음	-0.646	-0.039	-2.198	-2.203	-0.298	41.643	40.078
강판	-0.648	-0.041	-2.075	-1.993	-0.311	41.638	40.073
강선4EA	-0.785	-0.049	-2.269	-2.663	-0.377	50.482	48.585
강선2EA	-0.298	-0.019	-0.953	-0.848	-0.150	19.085	18.368

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	361515	165222	1.087	179653
강선4EA	0.305	0.648	360851	164956	1.072	176826
강판	0.305	0.648	678501	310164	1.072	332483
이음	0.346	0.648	640945	320261	1.035	331618
중앙	0.346	0.648	897797	448603	1.035	464510
이음	0.346	0.648	640945	320261	1.035	331618
강판	0.305	0.648	678501	310164	1.072	332483
강선4EA	0.305	0.648	360851	164956	1.072	176826
강선2EA	0.305	0.648	361515	165222	1.087	179653

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.145	-0.094	0.002	-0.066	1.955	-0.328	-0.290
강선4EA	-0.144	-0.094	0.000	-0.068	1.953	-0.339	-0.301
강판	-0.271	-0.177	0.000	-0.128	3.672	-0.638	-0.566
이음	-0.306	-0.202	-0.002	-0.123	3.459	-0.618	-0.549
중앙	-0.429	-0.284	-0.003	-0.172	4.845	-0.865	-0.769
이음	-0.306	-0.202	-0.002	-0.123	3.459	-0.618	-0.549
강판	-0.271	-0.177	0.000	-0.128	3.672	-0.638	-0.566
강선4EA	-0.144	-0.094	0.000	-0.068	1.953	-0.339	-0.301
강선2EA	-0.145	-0.094	0.002	-0.066	1.955	-0.328	-0.290

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	43144220	0.004	-179523	-1.348	241968
강선4EA	72714380	0.008	-605129	-1.337	809235
강판	63934300	0.008	-532061	-1.337	711522
이음	63112580	0.008	-525223	-1.359	713920
중앙	56431420	0.008	-469622	-1.359	638344
이음	63105360	0.008	-525163	-1.359	713839
강판	63927040	0.008	-532001	-1.337	711442
강선4EA	72703830	0.008	-605041	-1.337	809118
강선2EA	43139580	0.004	-179504	-1.348	241942

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.331	2.383
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.688	7.858
강판	0.126	0.025	-0.872	-1.078	0.194	-6.760	6.909
이음	0.121	0.024	-0.848	-1.048	0.181	-6.573	6.717
중앙	0.108	0.021	-0.759	-0.937	0.162	-5.877	6.006
이음	0.121	0.024	-0.848	-1.048	0.181	-6.572	6.717
강판	0.126	0.025	-0.872	-1.078	0.194	-6.759	6.908
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.687	7.857
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.331	2.382

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

10.6. 거더6의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2434629	901857	-1.497	-1350511
강선4EA	0.226	0.382	6409633	2333637	-1.501	-3502778
강판	0.226	0.382	5281352	1922849	-1.501	-2886187
이음	0.240	0.380	5184437	1979474	-1.513	-2995546
중앙	0.240	0.380	4345940	1659327	-1.513	-2511066
이음	0.240	0.380	5182919	1978895	-1.513	-2994669
강판	0.226	0.382	5279799	1922284	-1.501	-2885339
강선4EA	0.226	0.382	6407713	2332938	-1.501	-3501728
강선2EA	0.231	0.396	2433453	901421	-1.497	-1349859

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.298	-0.019	-0.952	-0.847	-0.150	19.072	18.355
강선4EA	-0.785	-0.049	-2.269	-2.662	-0.377	50.475	48.578
강판	-0.647	-0.040	-2.073	-1.990	-0.311	41.590	40.027
이음	-0.645	-0.039	-2.197	-2.200	-0.297	41.596	40.033
중앙	-0.541	-0.032	-2.017	-1.669	-0.249	34.869	33.558
이음	-0.645	-0.039	-2.196	-2.199	-0.297	41.584	40.021
강판	-0.647	-0.040	-2.073	-1.989	-0.311	41.578	40.015
강선4EA	-0.785	-0.049	-2.268	-2.662	-0.377	50.460	48.564
강선2EA	-0.298	-0.019	-0.952	-0.847	-0.150	19.063	18.346

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	363857	166292	1.087	180817
강선4EA	0.305	0.648	363189	166025	1.072	177972
강판	0.305	0.648	685864	313530	1.072	336091
이음	0.346	0.648	647900	323737	1.035	335216
중앙	0.346	0.648	906533	452968	1.035	469030
이음	0.346	0.648	648494	324033	1.035	335523
강판	0.305	0.648	686492	313817	1.072	336399
강선4EA	0.305	0.648	363747	166280	1.072	178246
강선2EA	0.305	0.648	364416	166548	1.087	181095

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.146	-0.094	0.002	-0.066	1.967	-0.330	-0.292
강선4EA	-0.145	-0.095	0.000	-0.068	1.965	-0.341	-0.303
강판	-0.274	-0.179	0.000	-0.129	3.711	-0.645	-0.572
이음	-0.309	-0.205	-0.002	-0.124	3.496	-0.624	-0.555
중앙	-0.433	-0.286	-0.003	-0.174	4.892	-0.873	-0.777
이음	-0.310	-0.205	-0.002	-0.124	3.500	-0.625	-0.556
강판	-0.274	-0.179	0.000	-0.129	3.715	-0.645	-0.573
강선4EA	-0.145	-0.095	0.000	-0.068	1.968	-0.342	-0.303
강선2EA	-0.146	-0.095	0.002	-0.067	1.970	-0.330	-0.292

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	43124650	0.004	-179442	-1.348	241858
강선4EA	72695650	0.008	-604973	-1.337	809027
강판	63875300	0.008	-531570	-1.337	710866
이음	63053780	0.008	-524734	-1.359	713255
중앙	56357580	0.008	-469008	-1.359	637509
이음	63041550	0.008	-524632	-1.359	713117
강판	63863010	0.008	-531468	-1.337	710729
강선4EA	72680620	0.008	-604848	-1.337	808860
강선2EA	43115340	0.004	-179403	-1.348	241806

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.330	2.382
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.686	7.856
강판	0.126	0.025	-0.872	-1.077	0.194	-6.754	6.903
이음	0.121	0.024	-0.848	-1.047	0.181	-6.567	6.711
중앙	0.108	0.021	-0.758	-0.936	0.162	-5.869	5.998
이음	0.121	0.024	-0.847	-1.047	0.181	-6.565	6.710
강판	0.126	0.025	-0.871	-1.077	0.194	-6.752	6.902
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.685	7.854
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.330	2.381

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

10.7. 거더7의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2423418	897704	-1.497	-1344292
강선4EA	0.226	0.382	6399057	2329787	-1.501	-3496998
강판	0.226	0.382	5262910	1916135	-1.501	-2876109
이음	0.240	0.380	5166341	1972565	-1.513	-2985090
중앙	0.240	0.380	4325866	1651662	-1.513	-2499467
이음	0.240	0.380	5164693	1971936	-1.513	-2984138
강판	0.226	0.382	5261225	1915521	-1.501	-2875188
강선4EA	0.226	0.382	6396873	2328991	-1.501	-3495804
강선2EA	0.231	0.396	2421962	897165	-1.497	-1343485

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.296	-0.019	-0.949	-0.842	-0.149	18.984	18.270
강선4EA	-0.784	-0.049	-2.266	-2.657	-0.376	50.392	48.498
강판	-0.645	-0.040	-2.068	-1.981	-0.310	41.445	39.887
이음	-0.643	-0.039	-2.191	-2.191	-0.296	41.451	39.893
중앙	-0.538	-0.032	-2.010	-1.658	-0.248	34.708	33.403
이음	-0.643	-0.039	-2.190	-2.190	-0.296	41.438	39.880
강판	-0.644	-0.040	-2.067	-1.980	-0.310	41.432	39.875
강선4EA	-0.784	-0.049	-2.265	-2.656	-0.376	50.375	48.482
강선2EA	-0.296	-0.019	-0.949	-0.841	-0.149	18.973	18.259

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	375044	171405	1.087	186376
강선4EA	0.305	0.648	374355	171129	1.072	183444
강판	0.305	0.648	705335	322431	1.072	345633
이음	0.346	0.648	666294	332927	1.035	344733
중앙	0.346	0.648	926937	463163	1.035	479587
이음	0.346	0.648	667019	333290	1.035	345108
강판	0.305	0.648	706103	322781	1.072	346009
강선4EA	0.305	0.648	375192	171512	1.072	183854
강선2EA	0.305	0.648	375883	171789	1.087	186793

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.150	-0.097	0.002	-0.068	2.028	-0.340	-0.301
강선4EA	-0.150	-0.097	0.000	-0.070	2.026	-0.352	-0.312
강판	-0.282	-0.184	0.000	-0.133	3.817	-0.663	-0.588
이음	-0.318	-0.210	-0.002	-0.128	3.596	-0.642	-0.571
중앙	-0.443	-0.293	-0.003	-0.178	5.002	-0.893	-0.794
이음	-0.318	-0.211	-0.002	-0.128	3.599	-0.643	-0.571
강판	-0.282	-0.184	0.000	-0.133	3.821	-0.664	-0.589
강선4EA	-0.150	-0.098	0.000	-0.071	2.030	-0.353	-0.313
강선2EA	-0.151	-0.098	0.002	-0.069	2.032	-0.341	-0.301

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	43031160	0.004	-179053	-1.348	241334
강선4EA	72606180	0.008	-604229	-1.337	808031
강판	63719290	0.008	-530272	-1.337	709130
이음	62898290	0.008	-523440	-1.359	711496
중앙	56185090	0.008	-467572	-1.359	635558
이음	62884950	0.008	-523329	-1.359	711345
강판	63705880	0.008	-530160	-1.337	708980
강선4EA	72588920	0.008	-604085	-1.337	807839
강선2EA	43019510	0.004	-179004	-1.348	241269

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.009	-0.300	-0.371	0.065	-2.325	2.376
강선4EA	0.143	0.029	-0.991	-1.224	0.220	-7.677	7.846
강판	0.125	0.025	-0.869	-1.075	0.193	-6.737	6.886
이음	0.121	0.024	-0.845	-1.045	0.180	-6.550	6.695
중앙	0.108	0.021	-0.755	-0.933	0.161	-5.851	5.980
이음	0.121	0.023	-0.845	-1.044	0.180	-6.549	6.693
강판	0.125	0.025	-0.869	-1.074	0.193	-6.736	6.885
강선4EA	0.143	0.029	-0.990	-1.224	0.220	-7.675	7.845
강선2EA	0.043	0.009	-0.300	-0.371	0.065	-2.325	2.376

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

10.8. 거더8의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2400823	889334	-1.497	-1331758
강선4EA	0.226	0.382	6377740	2322025	-1.501	-3485348
강판	0.226	0.382	5237759	1906978	-1.501	-2862364
이음	0.240	0.380	5141662	1963142	-1.513	-2970831
중앙	0.240	0.380	4302613	1642784	-1.513	-2486032
이음	0.240	0.380	5141019	1962897	-1.513	-2970459
강판	0.226	0.382	5237099	1906737	-1.501	-2862004
강선4EA	0.226	0.382	6375886	2321350	-1.501	-3484335
강선2EA	0.231	0.396	2399717	888925	-1.497	-1331145

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.294	-0.019	-0.943	-0.832	-0.148	18.807	18.100
강선4EA	-0.781	-0.049	-2.260	-2.647	-0.375	50.224	48.337
강판	-0.642	-0.040	-2.061	-1.969	-0.308	41.247	39.697
이음	-0.640	-0.038	-2.183	-2.178	-0.295	41.253	39.702
중앙	-0.535	-0.032	-2.003	-1.646	-0.247	34.521	33.224
이음	-0.640	-0.038	-2.183	-2.177	-0.295	41.248	39.698
강판	-0.641	-0.040	-2.060	-1.969	-0.308	41.242	39.692
강선4EA	-0.781	-0.049	-2.259	-2.646	-0.375	50.210	48.323
강선2EA	-0.293	-0.019	-0.943	-0.831	-0.147	18.798	18.092

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	397593	181711	1.087	197582
강선4EA	0.305	0.648	396862	181418	1.072	194473
강판	0.305	0.648	731890	334570	1.072	358646
이음	0.346	0.648	691379	345462	1.035	357712
중앙	0.346	0.648	950572	474973	1.035	491815
이음	0.346	0.648	691083	345314	1.035	357558
강판	0.305	0.648	731576	334426	1.072	358492
강선4EA	0.305	0.648	397351	181641	1.072	194712
강선2EA	0.305	0.648	398082	181934	1.087	197825

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.159	-0.103	0.002	-0.073	2.150	-0.360	-0.319
강선4EA	-0.159	-0.103	0.000	-0.075	2.148	-0.373	-0.331
강판	-0.293	-0.191	0.000	-0.138	3.960	-0.688	-0.610
이음	-0.330	-0.218	-0.002	-0.132	3.731	-0.666	-0.592
중앙	-0.454	-0.300	-0.003	-0.182	5.130	-0.916	-0.814
이음	-0.330	-0.218	-0.002	-0.132	3.729	-0.666	-0.592
강판	-0.292	-0.190	0.000	-0.137	3.959	-0.688	-0.610
강선4EA	-0.159	-0.103	0.000	-0.075	2.150	-0.374	-0.331
강선2EA	-0.160	-0.103	0.002	-0.073	2.153	-0.361	-0.319

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	42842730	0.004	-178269	-1.348	240277
강선4EA	72425830	0.008	-602728	-1.337	806024
강판	63506520	0.008	-528501	-1.337	706762
이음	62686240	0.008	-521675	-1.359	709098
중앙	55985300	0.008	-465910	-1.359	633298
이음	62681530	0.008	-521636	-1.359	709044
강판	63501780	0.008	-528462	-1.337	706709
강선4EA	72411380	0.008	-602607	-1.337	805863
강선2EA	42834000	0.004	-178232	-1.348	240228

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.008	-0.299	-0.369	0.065	-2.315	2.366
강선4EA	0.143	0.029	-0.988	-1.221	0.220	-7.658	7.827
강판	0.125	0.025	-0.866	-1.071	0.193	-6.715	6.863
이음	0.121	0.023	-0.843	-1.041	0.180	-6.528	6.672
중앙	0.108	0.021	-0.753	-0.930	0.161	-5.830	5.959
이음	0.120	0.023	-0.843	-1.041	0.180	-6.528	6.672
강판	0.125	0.025	-0.866	-1.071	0.193	-6.714	6.862
강선4EA	0.143	0.029	-0.988	-1.221	0.220	-7.656	7.825
강선2EA	0.043	0.008	-0.299	-0.369	0.065	-2.315	2.366

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

10.9. 거더9의 경우

(1) 케이싱 초기 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{st} \times I_{st}}{A_{cw} \times I_{cw}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\Sigma F\text{는 거푸집 탈형 시 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cri}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cri}} + \frac{M_{cr}}{I_{cri}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ci}})$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
중앙	0.324	0.380	486020	156714	-0.970	-151948
이음	0.324	0.380	351805	113437	-0.970	-109987
강판	0.304	0.382	370362	113215	-0.899	-101749
강선4EA	0.304	0.382	200558	61308	-0.899	-55099
강선2EA	0.295	0.396	201270	59991	-0.892	-53511

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.085	-0.208	-0.350	2.957	0.000
이음	0.000	0.000	-0.061	-0.151	-0.253	2.141	0.000
강판	0.000	0.000	-0.051	-0.148	-0.312	2.200	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.027	-0.080	-0.169	1.191	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.024	-0.075	-0.162	1.136	0.000

(2) 케이싱 초기 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci} \cdot A_{cc}}{n_{shi}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{shi}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shi}} + \frac{M_{sh}}{I_{shi}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ci}}{n_{shi}}$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
중앙	0.380	242902	-1.056	-256411
이음	0.380	242902	-1.056	-256411
강판	0.382	243796	-0.987	-240587
강선4EA	0.382	243796	-0.987	-240587
강선2EA	0.396	252846	-0.982	-248243

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
중앙	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
이음	0.000	0.000	-0.317	-0.234	-0.662	5.562	0.000
강판	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선4EA	0.000	0.000	-0.306	-0.217	-0.826	5.789	0.000
강선2EA	0.000	0.000	-0.301	-0.211	-0.844	5.872	0.000

(3) 케이싱 최종 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_g \times I_g}{A_c \times I_c} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{ccu} + \Sigma F_{ccl}}{2} \times A_{cc} \quad , \quad (\ \Sigma F = F_{CW} + F_{PS} + F_{BL} + F_{AL} \ )$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccu} \right) - \Sigma F_{ccu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cre}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{ccl} \right) - \Sigma F_{ccl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{ce}})$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{cre}} + \frac{M_{cr}}{I_{cre}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Acc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dcc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.231	0.396	2445143	905752	-1.497	-1356343
강선4EA	0.226	0.382	6419544	2337245	-1.501	-3508194
강판	0.226	0.382	5365764	1953582	-1.501	-2932317
이음	0.240	0.380	5263837	2009790	-1.513	-3041423
중앙	0.240	0.380	4490510	1714525	-1.513	-2594598
이음	0.240	0.380	5265659	2010486	-1.513	-3042476
강판	0.226	0.382	5367615	1954256	-1.501	-2933329
강선4EA	0.226	0.382	6418813	2336979	-1.501	-3507795
강선2EA	0.231	0.396	2445228	905783	-1.497	-1356390

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.299	-0.020	-0.946	-0.861	-0.150	19.154	18.434
강선4EA	-0.786	-0.049	-2.263	-2.676	-0.378	50.554	48.653
강판	-0.657	-0.041	-2.078	-2.050	-0.316	42.255	40.667
이음	-0.655	-0.039	-2.206	-2.258	-0.302	42.233	40.646
중앙	-0.559	-0.034	-2.041	-1.767	-0.258	36.029	34.674
이음	-0.655	-0.039	-2.207	-2.259	-0.302	42.248	40.660
강판	-0.657	-0.041	-2.078	-2.051	-0.316	42.270	40.681
강선4EA	-0.786	-0.049	-2.262	-2.676	-0.378	50.548	48.648
강선2EA	-0.299	-0.020	-0.946	-0.861	-0.150	19.155	18.435

(4) 케이싱 최종 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce} \cdot A_{cc}}{n_{she}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{cc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{she}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{ccl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{ce}}{n_{she}}$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{she}} + \frac{M_{sh}}{I_{she}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Acc(㎡)	Psh(N)	dcc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
중앙	0.380	1068768	-1.591	-1700131
이음	0.380	1068768	-1.591	-1700131
강판	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선4EA	0.382	1072701	-1.583	-1697575
강선2EA	0.396	1112520	-1.581	-1759432

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
중앙	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
이음	-0.432	-0.027	-1.608	-1.332	-0.205	27.812	26.766
강판	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선4EA	-0.452	-0.029	-1.558	-1.270	-0.224	28.969	27.880
강선2EA	-0.461	-0.031	-1.536	-1.242	-0.239	29.496	28.387

(5) 바닥판 크리프손실

$$\alpha = \frac{A_{BL} \times I_{BL}}{A_{AL} \times I_{AL}} \qquad N_{cr} = \frac{\Sigma F_{scu} + \Sigma F_{scl}}{2} \times A_{sc} \quad , (\ \Sigma F : \text{합성후 고정하중에 의한 응력})$$

$$P_{cr} = N_{cr}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}}) \qquad M_{cr} = P_{cr} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scu} \right) - \Sigma F_{scu}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{stl} = \frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{crsc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{scl} \right) - \Sigma F_{scl}(1 - e^{-\alpha \cdot \Phi_{\infty}})$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{cr}}{A_{crsc}} + \frac{M_{cr}}{I_{crsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	α	Asc(㎡)	Ncr(N)	Pcr(N)	dsc(m)	Mcr(N·m)
강선2EA	0.305	0.648	429336	196218	1.087	213356
강선4EA	0.305	0.648	428547	195902	1.072	209999
강판	0.305	0.648	760121	347475	1.072	372479
이음	0.346	0.648	718047	358787	1.035	371509
중앙	0.346	0.648	971471	485415	1.035	502628
이음	0.346	0.648	715245	357387	1.035	370059
강판	0.305	0.648	757155	346119	1.072	371026
강선4EA	0.305	0.648	427849	195583	1.072	209657
강선2EA	0.305	0.648	428637	195898	1.087	213009

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-0.172	-0.111	0.002	-0.078	2.322	-0.389	-0.344
강선4EA	-0.171	-0.112	0.000	-0.081	2.319	-0.403	-0.357
강판	-0.304	-0.198	0.000	-0.143	4.113	-0.715	-0.634
이음	-0.343	-0.227	-0.002	-0.138	3.875	-0.692	-0.615
중앙	-0.464	-0.307	-0.003	-0.186	5.242	-0.936	-0.832
이음	-0.341	-0.226	-0.002	-0.137	3.860	-0.689	-0.613
강판	-0.303	-0.197	0.000	-0.142	4.097	-0.712	-0.632
강선4EA	-0.171	-0.111	0.000	-0.080	2.315	-0.402	-0.357
강선2EA	-0.172	-0.111	0.002	-0.078	2.318	-0.389	-0.344

(6) 바닥판 건조수축손실

$$P_{sh} = \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se} \cdot A_{sc}}{n_{shsc}} \qquad M_{sh} = P_{sh} \times d_{sc}$$

$$F_{stu} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stu} \qquad F_{scu} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scu} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{stl} = \frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{stl} \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{shsc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{scl} \right) - \frac{E_{st} \cdot \epsilon_{se}}{n_{shsc}}$$

$$F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccu} \right) \qquad F_{tdc} = \frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{sh}}{A_{shsc}} + \frac{M_{sh}}{I_{shsc}} \cdot y_{ccl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	Asc(㎡)	Psh(N)	dsc(m)	Msh(N · m)
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
중앙	0.648	1557245	1.121	1745224
이음	0.648	1557245	1.121	1745224
강판	0.648	1557245	1.166	1815276
강선4EA	0.648	1557245	1.166	1815276
강선2EA	0.648	1557245	1.181	1839364

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
중앙	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
이음	-1.418	-1.532	-0.013	-0.713	20.072	-3.588	-3.190
강판	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선4EA	-1.303	-1.430	0.000	-0.779	22.416	-3.899	-3.460
강선2EA	-1.304	-1.431	0.018	-0.757	22.400	-3.760	-3.326

(7) 강선의 크리프,건조수축에 의한 손실

$$\triangle F_{pcs} = (F_{cre} + F_{she} + F_{crsc} + F_{shsc})_{tdc} \quad \text{(크리프, 건조수축에 의한 강선의 손실응력)}$$

$$P_{pcs} = -\triangle F_{pcs} \times A_p \qquad M_{pcs} = P_{pcs} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc} \right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu} \right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl} \right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scu} \right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{pcs}}{A_{AL}} + \frac{M_{pcs}}{I_{AL}} \cdot y_{scl} \right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Fpcs(MPa)	Ap(㎡)	Ppcs(N)	d_tdc(m)	Mpcs(N·m)
강선2EA	43151410	0.004	-179553	-1.348	242009
강선4EA	72716240	0.008	-605145	-1.337	809256
강판	64453120	0.008	-536379	-1.337	717296
이음	63606800	0.008	-529336	-1.359	719511
중앙	57418280	0.008	-477835	-1.359	649507
이음	63623260	0.008	-529473	-1.359	719697
강판	64469620	0.008	-536516	-1.337	717480
강선4EA	72711290	0.008	-605103	-1.337	809201
강선2EA	43152620	0.004	-179558	-1.348	242015

2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.332	2.383
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.689	7.858
강판	0.127	0.025	-0.879	-1.087	0.196	-6.815	6.965
이음	0.122	0.024	-0.855	-1.056	0.182	-6.624	6.770
중앙	0.110	0.021	-0.772	-0.954	0.165	-5.980	6.111
이음	0.122	0.024	-0.855	-1.057	0.183	-6.626	6.772
강판	0.127	0.025	-0.880	-1.087	0.196	-6.817	6.967
강선4EA	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.688	7.858
강선2EA	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.332	2.383

(8) 강선의 릴렉세이션

$$\triangle F_{rx} = F_i \cdot \frac{\log(hr)}{45}\left(\frac{F_i}{F_{py}} - 0.55\right) \qquad P_{rx} = -\triangle F_{rx} \times A_p$$

$$M_{rx} = P_{rx} \times d_{tdc} \qquad F_{tdc} = -\frac{1}{n_{td}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{tdc}\right)$$

$$F_{stu} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stu} \qquad F_{ccu} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccu}\right)$$

$$F_{stl} = \frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{stl} \qquad F_{ccl} = \frac{1}{n_{cc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{ccl}\right)$$

$$F_{scu} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scu}\right) \qquad F_{scl} = \frac{1}{n_{sc}} \cdot \left(\frac{P_{rx}}{A_{AL}} + \frac{M_{rx}}{I_{AL}} \cdot y_{scl}\right)$$

1) 주요위치별 단면력

위치	△Frx(MPa)	Ap(㎡)	Prx(N)	d_tdc(m)	Mrx(N·m)
강선2EA	26856440	0.004	-111750	-1.348	150621
강선4EA	26983980	0.008	-224561	-1.337	300304
강판	28601910	0.008	-238025	-1.337	318310
이음	28601910	0.008	-238025	-1.359	323541
중앙	31087670	0.008	-258712	-1.359	351659
이음	28584940	0.008	-237884	-1.359	323349
강판	28584940	0.008	-237884	-1.337	318121
강선4EA	26959780	0.008	-224359	-1.337	300034
강선2EA	26835130	0.004	-111661	-1.348	150501

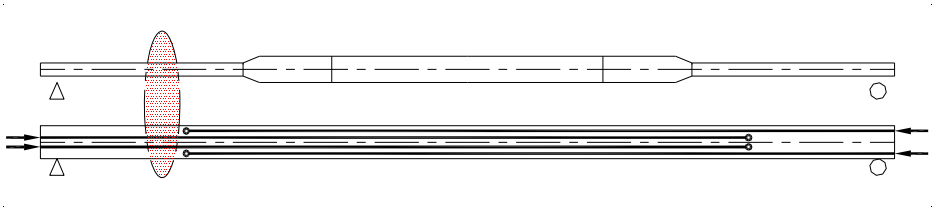
2) 주요위치별 응력집계(MPa)

위치	바닥판상연	바닥판하연	케이싱상연	케이싱하연	강재상연	강재하연	강선중심
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
중앙	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
이음	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.977	3.042
강판	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.022	3.089
강선4EA	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.851	2.913
강선2EA	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.450	1.482

11. 응력누계

11.1. 거더1의 경우

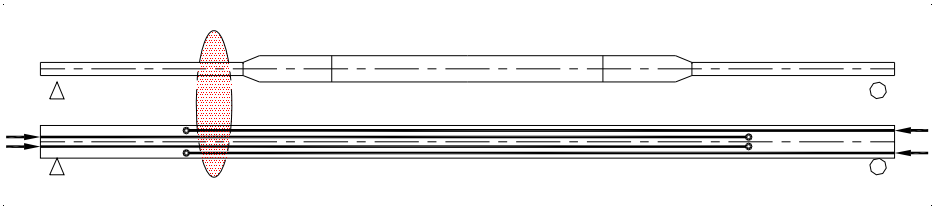
(1) 거더1 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.188	-3.996	37.631	-23.419	-22.048
합성후 고정하중(AL)	0.749	0.574	-0.905	-1.264	4.404	-7.742	-7.394
케이싱 최종 C&S 손실	-0.760	-0.051	-2.482	-2.104	-0.389	48.656	46.827
바닥판 C&S 손실	-1.476	-1.542	0.019	-0.835	24.717	-4.149	-3.669
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.332	2.383
활 하 중(LL)	1.382	1.058	-1.669	-2.332	8.123	-14.282	-13.640
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.035	0.053	0.959	0.287	107.225	-35.193	-1166.783
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

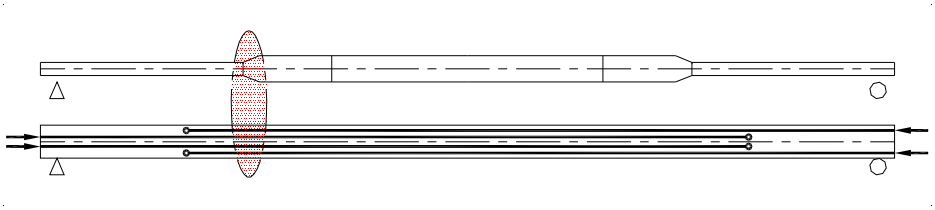
(2) 거더1 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.129	-3.921	37.572	-22.952	-21.599
합성후 고정하중(AL)	0.747	0.574	-0.884	-1.238	4.403	-7.580	-7.238
케이싱 최종 C&S 손실	-1.238	-0.078	-3.821	-3.947	-0.602	79.528	76.538
바닥판 C&S 손실	-1.474	-1.541	0.000	-0.860	24.731	-4.302	-3.817
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.689	7.859
활 하 중(LL)	1.378	1.058	-1.630	-2.285	8.123	-13.983	-13.352
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.391	0.051	8.063	9.346	91.698	63.530	-1130.523
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

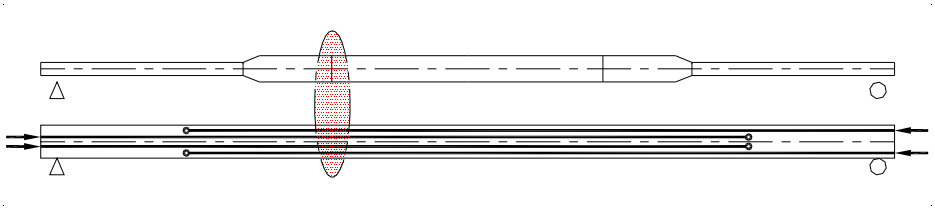
(3) 거더1 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-3.975	-7.320	70.151	-42.853	-40.328
합성후 고정하중(AL)	1.322	1.015	-1.564	-2.192	7.793	-13.414	-12.809
케이싱 최종 C&S 손실	-1.109	-0.070	-3.637	-3.322	-0.540	71.246	68.568
바닥판 C&S 손실	-1.606	-1.627	0.000	-0.921	26.513	-4.611	-4.091
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.127	0.025	-0.880	-1.087	0.196	-6.817	6.968
활 하 중(LL)	2.469	1.896	-2.921	-4.093	14.553	-25.051	-23.922
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.259	1.250	5.046	4.616	176.268	-69.166	-1188.230
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

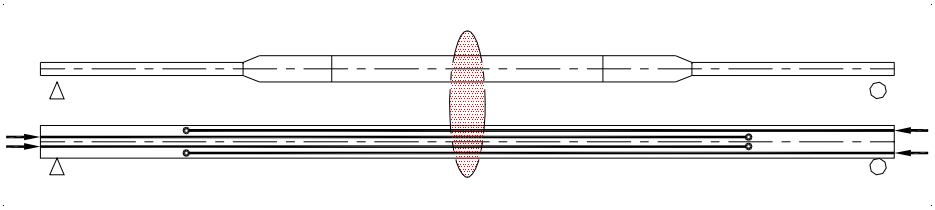
(4) 거더1 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-3.972	-6.901	58.194	-40.750	-38.460
합성후 고정하중(AL)	1.252	0.955	-1.546	-2.153	7.334	-13.193	-12.602
케이싱 최종 C&S 손실	-1.087	-0.066	-3.815	-3.591	-0.507	70.067	67.433
바닥판 C&S 손실	-1.759	-1.758	-0.015	-0.850	23.931	-4.277	-3.803
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.122	0.024	-0.855	-1.057	0.183	-6.627	6.773
활 하 중(LL)	2.339	1.784	-2.886	-4.021	13.696	-24.638	-23.535
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.922	0.950	4.613	4.356	148.468	-48.547	-1186.858
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더1 지간중앙

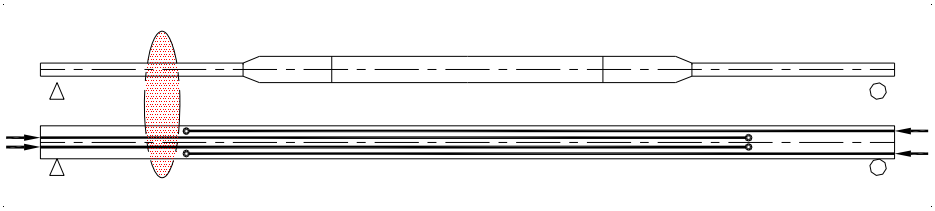


(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.495	-9.548	80.509	-56.376	-53.208
합성후 고정하중(AL)	1.700	1.297	-2.098	-2.923	9.955	-17.909	-17.107
케이싱 최종 C&S 손실	-0.991	-0.060	-3.649	-3.099	-0.463	63.844	61.445
바닥판 C&S 손실	-1.881	-1.838	-0.016	-0.899	25.311	-4.523	-4.022
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.110	0.021	-0.772	-0.954	0.165	-5.980	6.112
활 하 중(LL)	3.163	2.413	-3.904	-5.439	18.525	-33.325	-31.833
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	2.161	1.844	2.297	0.799	206.630	-147.969	-1241.844
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

11.2. 거더2의 경우

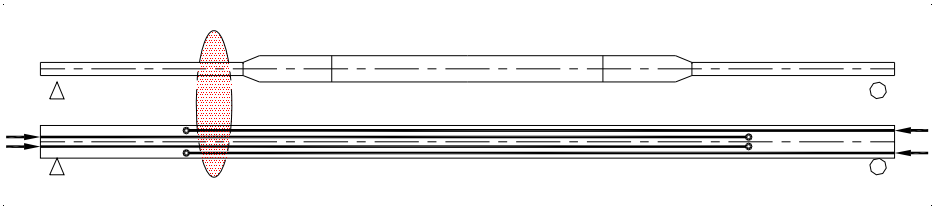
(1) 거더2 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
합성후 고정하중(AL)	0.696	0.533	-0.840	-1.174	4.090	-7.190	-6.867
케이싱 최종 C&S 손실	-0.755	-0.050	-2.478	-2.074	-0.386	48.299	46.484
바닥판 C&S 손실	-1.464	-1.534	0.019	-0.829	24.552	-4.121	-3.645
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.008	-0.299	-0.369	0.065	-2.315	2.366
활 하 중(LL)	1.224	0.937	-1.478	-2.065	7.194	-12.647	-12.078
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.229	-0.101	1.084	0.434	108.158	-34.774	-1166.401
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

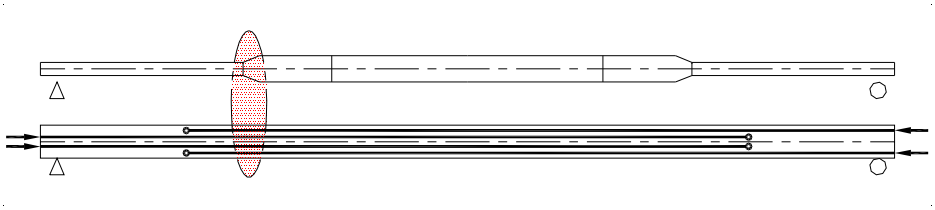
(2) 거더2 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
합성후 고정하중(AL)	0.694	0.533	-0.821	-1.150	4.089	-7.040	-6.722
케이싱 최종 C&S 손실	-1.233	-0.078	-3.818	-3.917	-0.599	79.190	76.213
바닥판 C&S 손실	-1.462	-1.533	0.000	-0.854	24.566	-4.273	-3.791
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.988	-1.221	0.220	-7.657	7.826
활 하 중(LL)	1.220	0.937	-1.444	-2.023	7.193	-12.382	-11.824
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.585	-0.103	8.188	9.492	92.626	63.966	-1130.154
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

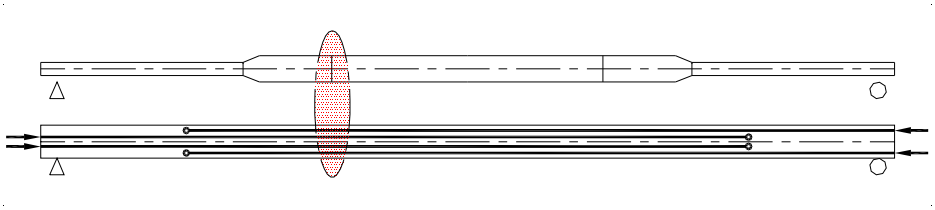
(3) 거더2 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
합성후 고정하중(AL)	1.277	0.981	-1.511	-2.118	7.529	-12.961	-12.376
케이싱 최종 C&S 손실	-1.093	-0.069	-3.619	-3.239	-0.532	70.218	67.579
바닥판 C&S 손실	-1.595	-1.620	0.000	-0.917	26.374	-4.587	-4.070
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.125	0.025	-0.867	-1.071	0.193	-6.715	6.863
활 하 중(LL)	2.108	1.619	-2.494	-3.495	12.427	-21.392	-20.427
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.878	0.946	5.271	4.866	178.778	-69.030	-1188.269
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

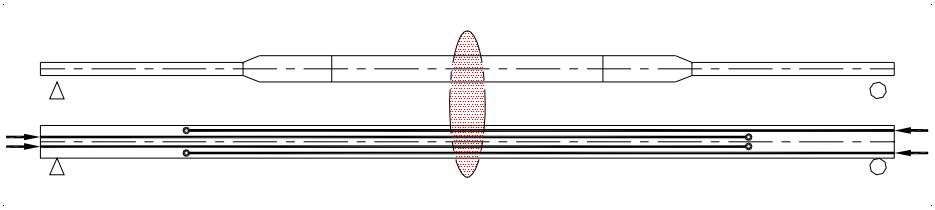
(4) 거더2 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
합성후 고정하중(AL)	1.210	0.923	-1.493	-2.080	7.086	-12.747	-12.176
케이싱 최종 C&S 손실	-1.072	-0.065	-3.791	-3.509	-0.500	69.067	66.471
바닥판 C&S 손실	-1.747	-1.750	-0.015	-0.845	23.801	-4.253	-3.782
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.121	0.023	-0.843	-1.041	0.180	-6.529	6.672
활 하 중(LL)	1.997	1.523	-2.465	-3.434	11.696	-21.039	-20.097
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.563	0.665	4.839	4.623	150.269	-48.305	-1186.795
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더2 지간중앙

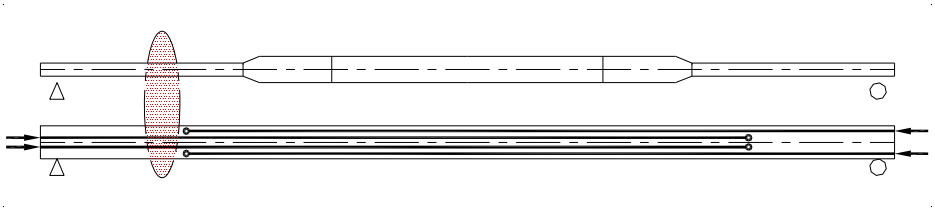


(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
합성후 고정하중(AL)	1.663	1.269	-2.053	-2.860	9.740	-17.521	-16.736
케이싱 최종 C&S 손실	-0.968	-0.059	-3.611	-2.978	-0.452	62.338	59.995
바닥판 C&S 손실	-1.871	-1.832	-0.016	-0.895	25.197	-4.503	-4.004
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.108	0.021	-0.753	-0.930	0.161	-5.831	5.959
활 하 중(LL)	2.715	2.071	-3.350	-4.667	15.897	-28.597	-27.317
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.706	1.481	2.553	1.088	209.543	-148.297	-1242.417
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

11.3. 거더3의 경우

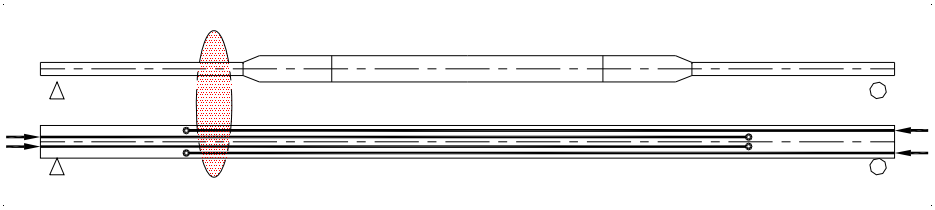
(1) 거더3 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
합성후 고정하중(AL)	0.657	0.503	-0.793	-1.109	3.862	-6.789	-6.484
케이싱 최종 C&S 손실	-0.758	-0.051	-2.484	-2.084	-0.388	48.474	46.651
바닥판 C&S 손실	-1.455	-1.528	0.019	-0.825	24.432	-4.101	-3.627
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.009	-0.300	-0.371	0.065	-2.325	2.376
활 하 중(LL)	1.128	0.864	-1.362	-1.903	6.630	-11.656	-11.132
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.357	-0.198	1.239	0.654	107.245	-33.198	-1164.877
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

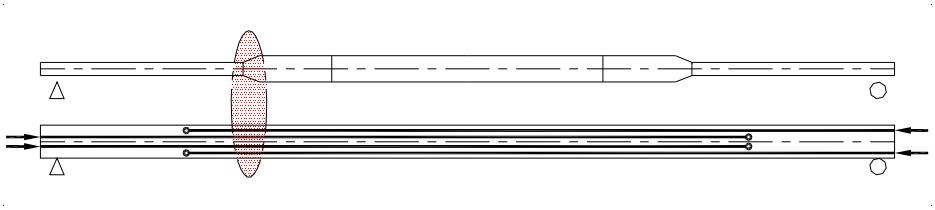
(2) 거더3 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
합성후 고정하중(AL)	0.655	0.503	-0.775	-1.086	3.861	-6.647	-6.347
케이싱 최종 C&S 손실	-1.235	-0.078	-3.824	-3.927	-0.600	79.355	76.372
바닥판 C&S 손실	-1.453	-1.528	0.000	-0.850	24.446	-4.252	-3.773
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.991	-1.224	0.220	-7.676	7.846
활 하 중(LL)	1.125	0.864	-1.331	-1.865	6.630	-11.412	-10.898
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.712	-0.200	8.338	9.706	91.714	65.496	-1128.656
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

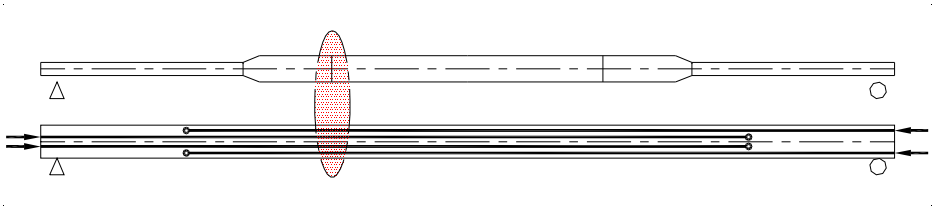
(3) 거더3 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
합성후 고정하중(AL)	1.233	0.947	-1.458	-2.044	7.267	-12.510	-11.945
케이싱 최종 C&S 손실	-1.096	-0.069	-3.626	-3.251	-0.534	70.408	67.762
바닥판 C&S 손실	-1.585	-1.614	0.000	-0.912	26.236	-4.563	-4.049
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.125	0.025	-0.869	-1.074	0.193	-6.737	6.885
활 하 중(LL)	1.969	1.512	-2.329	-3.264	11.605	-19.977	-19.076
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.702	0.811	5.479	5.160	177.555	-66.971	-1186.261
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

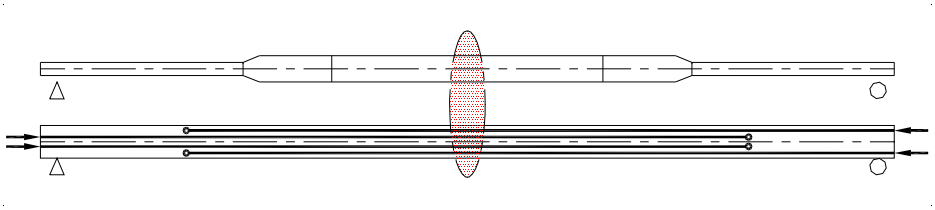
(4) 거더3 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
합성후 고정하중(AL)	1.168	0.891	-1.441	-2.008	6.839	-12.303	-11.752
케이싱 최종 C&S 손실	-1.075	-0.065	-3.799	-3.522	-0.501	69.257	66.654
바닥판 C&S 손실	-1.736	-1.742	-0.015	-0.841	23.671	-4.230	-3.762
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.121	0.023	-0.845	-1.045	0.180	-6.550	6.694
활 하 중(LL)	1.865	1.423	-2.302	-3.207	10.922	-19.647	-18.768
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.398	0.540	5.044	4.911	149.118	-46.277	-1184.817
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더3 지간중앙

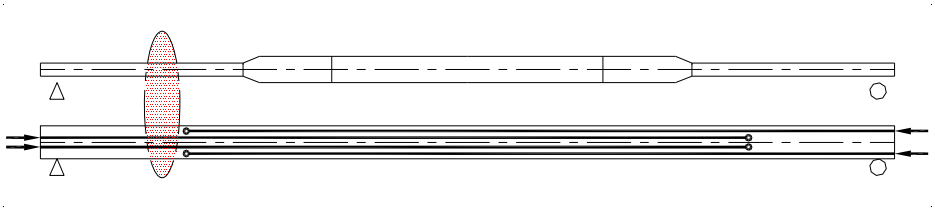


(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
합성후 고정하중(AL)	1.622	1.237	-2.002	-2.789	9.498	-17.087	-16.322
케이싱 최종 C&S 손실	-0.970	-0.059	-3.619	-2.990	-0.453	62.524	60.174
바닥판 C&S 손실	-1.860	-1.824	-0.016	-0.890	25.070	-4.480	-3.984
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.108	0.021	-0.755	-0.933	0.161	-5.852	5.981
활 하 중(LL)	2.537	1.936	-3.132	-4.363	14.860	-26.731	-25.535
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.497	1.322	2.813	1.452	208.137	-145.810	-1240.000
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

11.4. 거더4의 경우

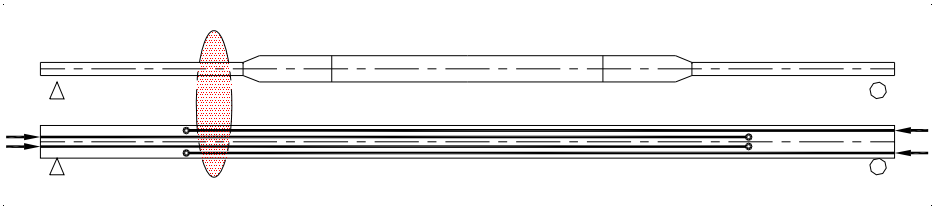
(1) 거더4 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
합성후 고정하중(AL)	0.637	0.488	-0.769	-1.075	3.744	-6.582	-6.286
케이싱 최종 C&S 손실	-0.759	-0.051	-2.488	-2.089	-0.388	48.564	46.738
바닥판 C&S 손실	-1.451	-1.525	0.019	-0.823	24.370	-4.091	-3.618
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.330	2.381
활 하 중(LL)	1.100	0.842	-1.328	-1.855	6.462	-11.361	-10.850
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.403	-0.233	1.294	0.732	106.897	-32.600	-1164.296
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

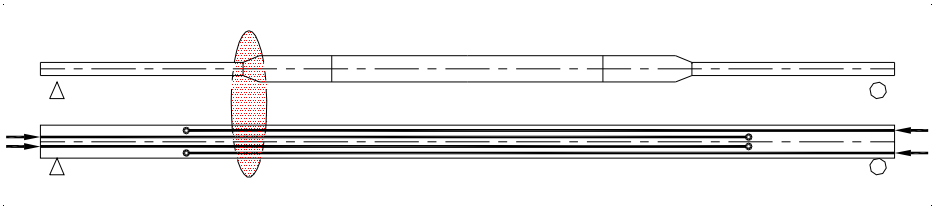
(2) 거더4 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
합성후 고정하중(AL)	0.635	0.488	-0.751	-1.053	3.744	-6.444	-6.154
케이싱 최종 C&S 손실	-1.237	-0.078	-3.827	-3.932	-0.601	79.440	76.454
바닥판 C&S 손실	-1.448	-1.525	0.000	-0.847	24.384	-4.241	-3.763
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.686	7.856
활 하 중(LL)	1.096	0.842	-1.297	-1.817	6.462	-11.123	-10.621
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.758	-0.234	8.392	9.782	91.366	66.075	-1128.085
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

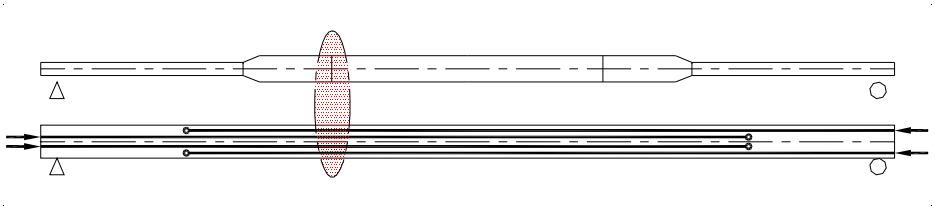
(3) 거더4 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
합성후 고정하중(AL)	1.199	0.920	-1.418	-1.987	7.065	-12.162	-11.614
케이싱 최종 C&S 손실	-1.098	-0.070	-3.631	-3.260	-0.535	70.555	67.903
바닥판 C&S 손실	-1.577	-1.609	0.000	-0.908	26.130	-4.545	-4.032
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.126	0.025	-0.871	-1.077	0.194	-6.753	6.902
활 하 중(LL)	1.915	1.470	-2.265	-3.175	11.287	-19.430	-18.554
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.620	0.749	5.576	5.298	176.929	-65.928	-1185.232
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

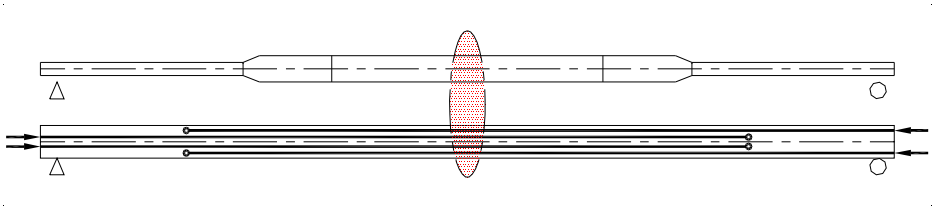
(4) 거더4 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
합성후 고정하중(AL)	1.135	0.866	-1.401	-1.952	6.649	-11.962	-11.426
케이싱 최종 C&S 손실	-1.077	-0.065	-3.804	-3.532	-0.502	69.403	66.794
바닥판 C&S 손실	-1.727	-1.737	-0.015	-0.837	23.571	-4.212	-3.746
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.121	0.024	-0.847	-1.047	0.181	-6.566	6.711
활 하 중(LL)	1.814	1.384	-2.239	-3.119	10.623	-19.109	-18.254
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.321	0.482	5.139	5.046	148.528	-45.250	-1183.803
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더4 지간중앙

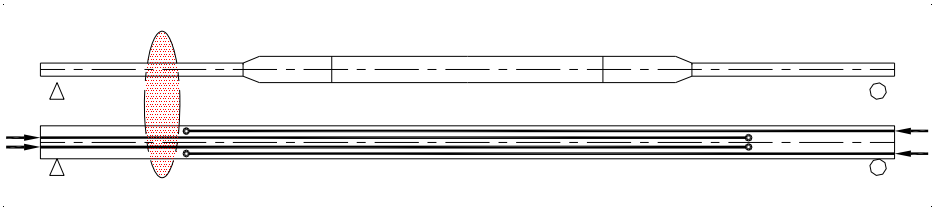


(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
합성후 고정하중(AL)	1.587	1.210	-1.958	-2.728	9.292	-16.716	-15.967
케이싱 최종 C&S 손실	-0.973	-0.059	-3.625	-3.001	-0.454	62.682	60.327
바닥판 C&S 손실	-1.850	-1.818	-0.015	-0.886	24.962	-4.461	-3.967
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.108	0.021	-0.758	-0.936	0.162	-5.869	5.999
활 하 중(LL)	2.442	1.862	-3.013	-4.198	14.298	-25.721	-24.569
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.373	1.228	2.966	1.668	207.260	-144.268	-1238.492
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

11.5. 거더5의 경우

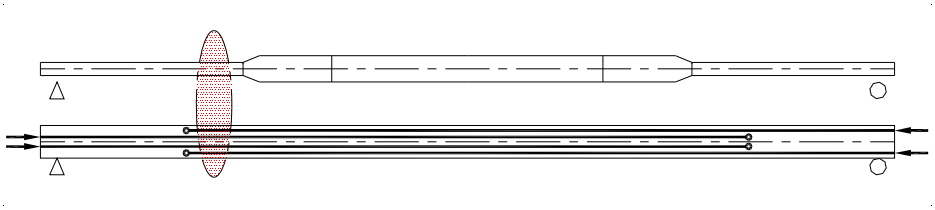
(1) 거더5 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
합성후 고정하중(AL)	0.632	0.484	-0.763	-1.066	3.714	-6.530	-6.236
케이싱 최종 C&S 손실	-0.759	-0.051	-2.488	-2.091	-0.389	48.586	46.760
바닥판 C&S 손실	-1.449	-1.524	0.019	-0.823	24.354	-4.088	-3.616
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.331	2.383
활 하 중(LL)	1.078	0.825	-1.301	-1.818	6.332	-11.132	-10.632
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.429	-0.253	1.326	0.776	106.721	-32.295	-1164.002
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

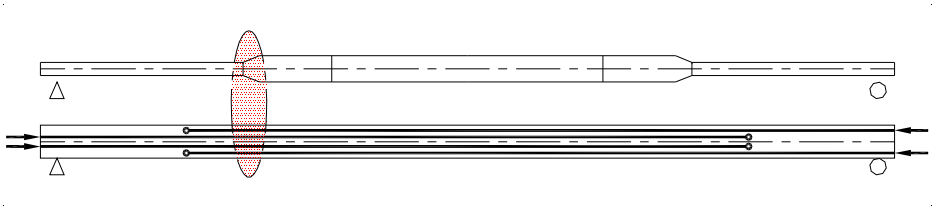
(2) 거더5 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
합성후 고정하중(AL)	0.630	0.484	-0.745	-1.045	3.714	-6.393	-6.105
케이싱 최종 C&S 손실	-1.237	-0.078	-3.828	-3.934	-0.601	79.462	76.475
바닥판 C&S 손실	-1.447	-1.524	0.000	-0.847	24.368	-4.239	-3.761
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.688	7.858
활 하 중(LL)	1.074	0.825	-1.271	-1.781	6.332	-10.899	-10.408
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.784	-0.254	8.422	9.825	91.190	66.371	-1127.796
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

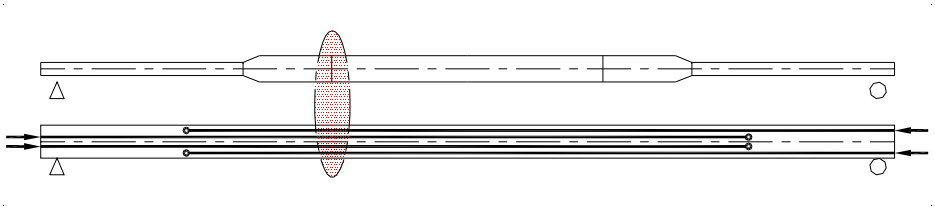
(3) 거더5 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
합성후 고정하중(AL)	1.185	0.910	-1.401	-1.964	6.983	-12.021	-11.479
케이싱 최종 C&S 손실	-1.099	-0.070	-3.633	-3.264	-0.535	70.614	67.960
바닥판 C&S 손실	-1.574	-1.607	0.000	-0.907	26.087	-4.537	-4.026
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.126	0.025	-0.872	-1.078	0.194	-6.760	6.909
활 하 중(LL)	1.874	1.439	-2.217	-3.107	11.047	-19.017	-18.159
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.567	0.709	5.638	5.386	176.563	-65.313	-1184.632
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

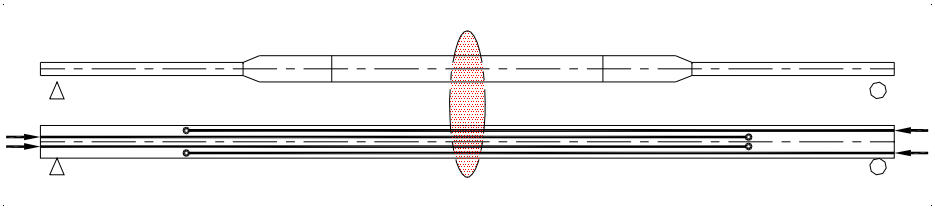
(4) 거더5 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
합성후 고정하중(AL)	1.122	0.856	-1.385	-1.929	6.572	-11.822	-11.293
케이싱 최종 C&S 손실	-1.078	-0.065	-3.807	-3.536	-0.503	69.462	66.852
바닥판 C&S 손실	-1.724	-1.734	-0.015	-0.836	23.530	-4.205	-3.739
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.121	0.024	-0.848	-1.048	0.181	-6.573	6.717
활 하 중(LL)	1.775	1.354	-2.191	-3.053	10.397	-18.703	-17.866
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.272	0.445	5.200	5.132	148.184	-44.644	-1183.212
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더5 지간중앙

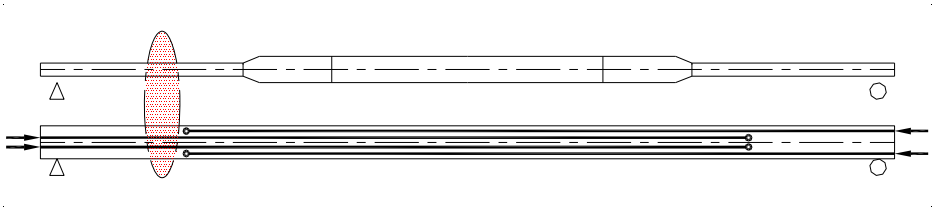


(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
합성후 고정하중(AL)	1.572	1.199	-1.940	-2.703	9.206	-16.560	-15.819
케이싱 최종 C&S 손실	-0.974	-0.059	-3.628	-3.005	-0.455	62.749	60.391
바닥판 C&S 손실	-1.846	-1.815	-0.015	-0.885	24.916	-4.453	-3.959
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.108	0.021	-0.759	-0.937	0.162	-5.877	6.006
활 하 중(LL)	2.383	1.818	-2.941	-4.098	13.957	-25.108	-23.984
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.303	1.175	3.053	1.790	206.787	-143.432	-1237.679
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

11.6. 거더6의 경우

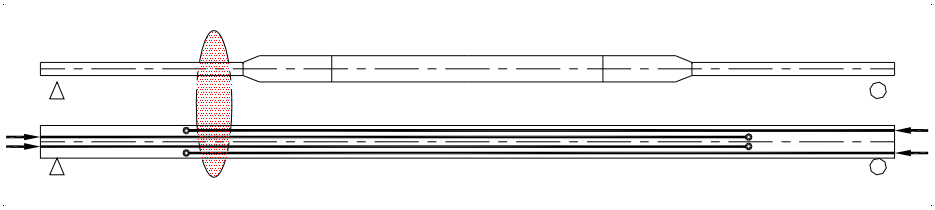
(1) 거더6 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
합성후 고정하중(AL)	0.636	0.487	-0.768	-1.073	3.738	-6.572	-6.277
케이싱 최종 C&S 손실	-0.759	-0.051	-2.488	-2.090	-0.388	48.568	46.742
바닥판 C&S 손실	-1.450	-1.525	0.019	-0.823	24.367	-4.090	-3.618
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.330	2.382
활 하 중(LL)	1.054	0.807	-1.273	-1.779	6.195	-10.891	-10.402
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.449	-0.268	1.350	0.810	106.621	-32.116	-1163.833
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

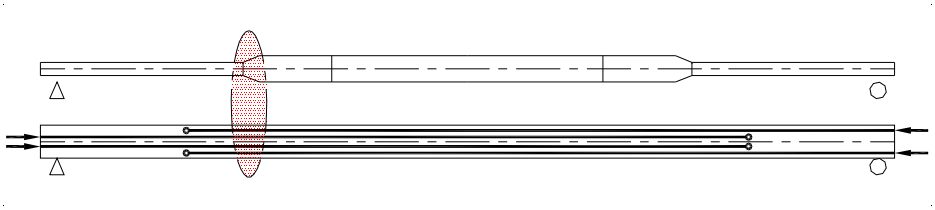
(2) 거더6 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
합성후 고정하중(AL)	0.634	0.487	-0.750	-1.051	3.738	-6.434	-6.144
케이싱 최종 C&S 손실	-1.237	-0.078	-3.827	-3.933	-0.601	79.444	76.458
바닥판 C&S 손실	-1.448	-1.524	0.000	-0.847	24.381	-4.241	-3.763
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.686	7.856
활 하 중(LL)	1.051	0.807	-1.243	-1.742	6.195	-10.664	-10.183
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.804	-0.270	8.446	9.858	91.090	66.548	-1127.631
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

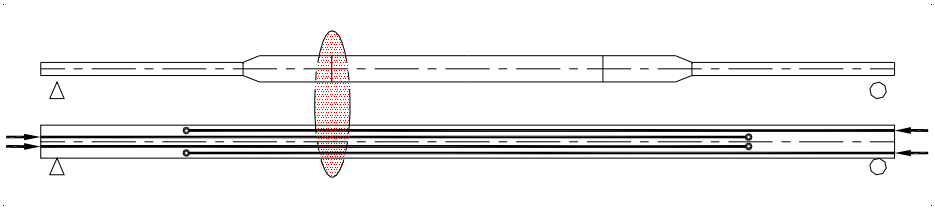
(3) 거더6 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
합성후 고정하중(AL)	1.197	0.919	-1.417	-1.985	7.059	-12.151	-11.603
케이싱 최종 C&S 손실	-1.099	-0.070	-3.631	-3.260	-0.535	70.559	67.907
바닥판 C&S 손실	-1.577	-1.609	0.000	-0.908	26.127	-4.544	-4.032
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.126	0.025	-0.872	-1.077	0.194	-6.754	6.903
활 하 중(LL)	1.823	1.400	-2.157	-3.023	10.747	-18.500	-17.666
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.527	0.678	5.685	5.452	176.379	-64.983	-1184.328
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

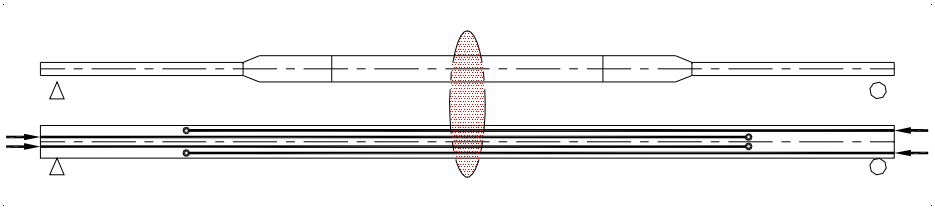
(4) 거더6 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
합성후 고정하중(AL)	1.134	0.865	-1.400	-1.950	6.643	-11.951	-11.416
케이싱 최종 C&S 손실	-1.077	-0.065	-3.805	-3.532	-0.502	69.408	66.799
바닥판 C&S 손실	-1.727	-1.736	-0.015	-0.837	23.568	-4.212	-3.745
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.121	0.024	-0.848	-1.047	0.181	-6.567	6.711
활 하 중(LL)	1.727	1.317	-2.132	-2.970	10.114	-18.195	-17.380
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.234	0.415	5.247	5.197	148.010	-44.320	-1182.914
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더6 지간중앙

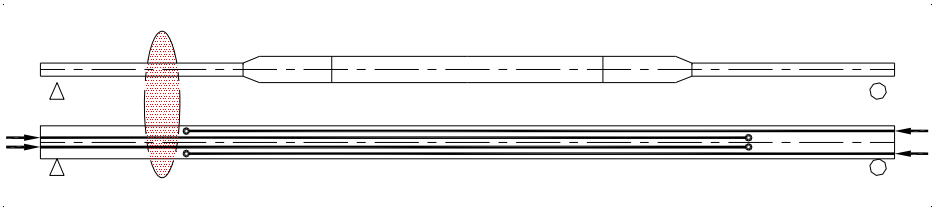


(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
합성후 고정하중(AL)	1.587	1.211	-1.959	-2.729	9.295	-16.721	-15.972
케이싱 최종 C&S 손실	-0.973	-0.059	-3.625	-3.001	-0.454	62.680	60.324
바닥판 C&S 손실	-1.850	-1.818	-0.016	-0.887	24.964	-4.461	-3.967
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.108	0.021	-0.758	-0.936	0.162	-5.869	5.998
활 하 중(LL)	2.317	1.767	-2.859	-3.984	13.569	-24.409	-23.316
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.249	1.133	3.119	1.882	206.535	-142.963	-1237.247
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

11.7. 거더7의 경우

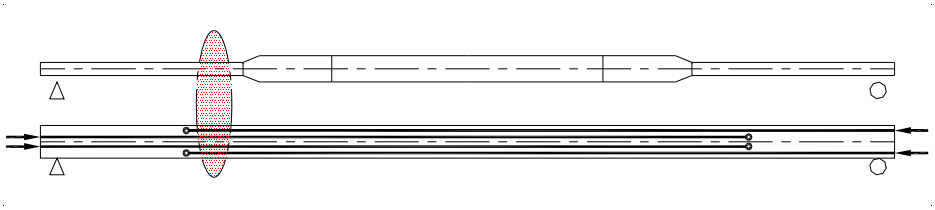
(1) 거더7 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
합성후 고정하중(AL)	0.656	0.502	-0.792	-1.106	3.853	-6.774	-6.469
케이싱 최종 C&S 손실	-0.758	-0.051	-2.485	-2.084	-0.388	48.480	46.658
바닥판 C&S 손실	-1.455	-1.528	0.019	-0.825	24.427	-4.100	-3.626
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.009	-0.300	-0.371	0.065	-2.325	2.376
활 하 중(LL)	1.033	0.791	-1.247	-1.743	6.070	-10.671	-10.192
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.454	-0.272	1.356	0.817	106.672	-32.191	-1163.914
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

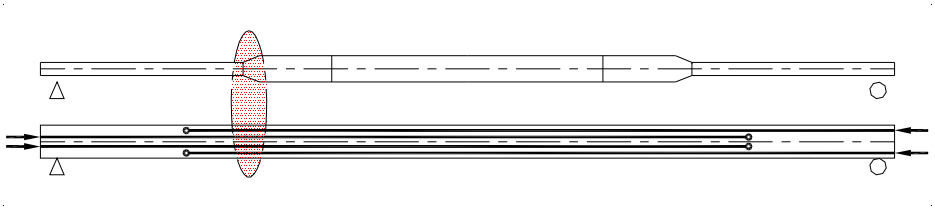
(2) 거더7 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
합성후 고정하중(AL)	0.654	0.502	-0.773	-1.084	3.853	-6.632	-6.333
케이싱 최종 C&S 손실	-1.235	-0.078	-3.824	-3.927	-0.600	79.361	76.378
바닥판 C&S 손실	-1.453	-1.527	0.000	-0.849	24.441	-4.251	-3.772
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.991	-1.224	0.220	-7.677	7.846
활 하 중(LL)	1.030	0.791	-1.218	-1.707	6.069	-10.448	-9.977
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.809	-0.274	8.452	9.866	91.140	66.482	-1127.714
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

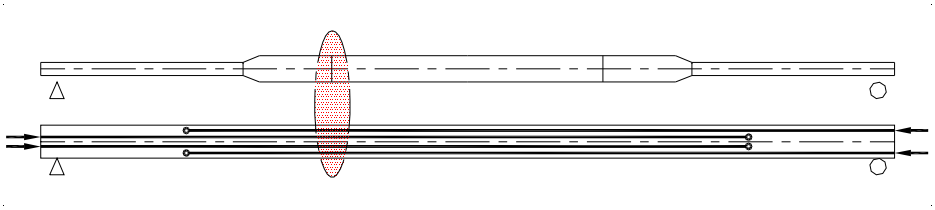
(3) 거더7 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
합성후 고정하중(AL)	1.231	0.946	-1.457	-2.042	7.259	-12.496	-11.933
케이싱 최종 C&S 손실	-1.096	-0.070	-3.626	-3.251	-0.534	70.414	67.767
바닥판 C&S 손실	-1.585	-1.614	0.000	-0.912	26.232	-4.563	-4.048
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.125	0.025	-0.869	-1.075	0.193	-6.737	6.886
활 하 중(LL)	1.791	1.375	-2.119	-2.969	10.556	-18.172	-17.352
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.523	0.674	5.691	5.457	176.495	-65.146	-1184.517
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

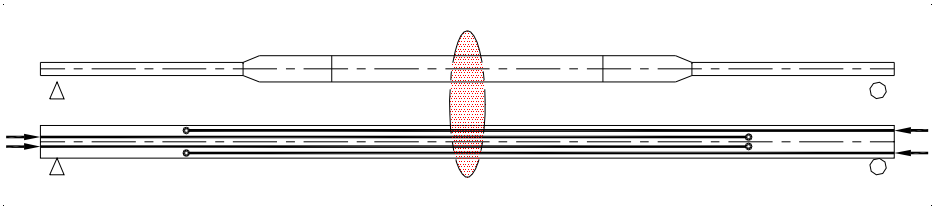
(4) 거더7 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
합성후 고정하중(AL)	1.167	0.890	-1.440	-2.006	6.832	-12.290	-11.740
케이싱 최종 C&S 손실	-1.075	-0.065	-3.799	-3.522	-0.501	69.262	66.659
바닥판 C&S 손실	-1.736	-1.742	-0.015	-0.841	23.667	-4.230	-3.761
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.121	0.024	-0.845	-1.045	0.180	-6.550	6.695
활 하 중(LL)	1.696	1.294	-2.094	-2.917	9.935	-17.872	-17.072
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.228	0.411	5.253	5.203	148.119	-44.483	-1183.101
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더7 지간중앙

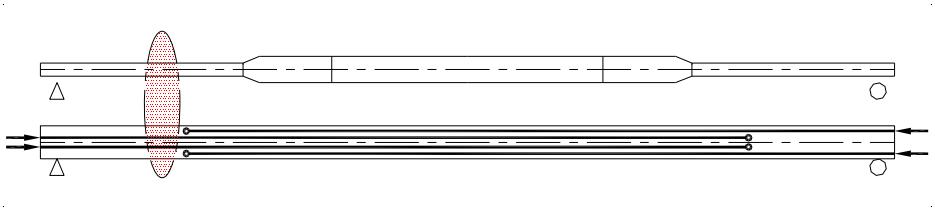


(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
합성후 고정하중(AL)	1.623	1.238	-2.003	-2.790	9.504	-17.097	-16.332
케이싱 최종 C&S 손실	-0.970	-0.059	-3.619	-2.990	-0.453	62.519	60.169
바닥판 C&S 손실	-1.860	-1.825	-0.016	-0.890	25.074	-4.481	-3.984
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.108	0.021	-0.755	-0.933	0.161	-5.851	5.980
활 하 중(LL)	2.304	1.757	-2.843	-3.961	13.493	-24.272	-23.185
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.264	1.144	3.100	1.852	206.779	-143.366	-1237.667
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

11.8. 거더8의 경우

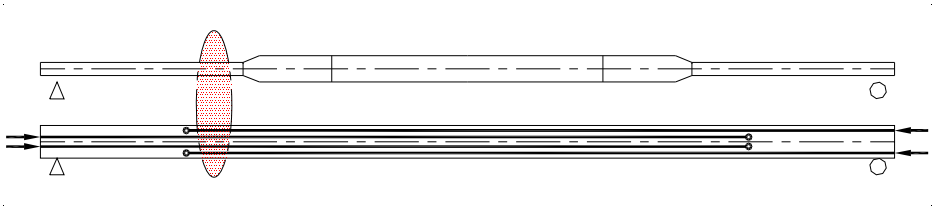
(1) 거더8 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.324	-4.244	39.971	-24.875	-23.419
합성후 고정하중(AL)	0.695	0.532	-0.839	-1.173	4.085	-7.181	-6.858
케이싱 최종 C&S 손실	-0.755	-0.050	-2.478	-2.074	-0.386	48.303	46.487
바닥판 C&S 손실	-1.464	-1.534	0.019	-0.829	24.549	-4.121	-3.645
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.008	-0.299	-0.369	0.065	-2.315	2.366
활 하 중(LL)	1.097	0.839	-1.324	-1.850	6.445	-11.330	-10.821
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.357	-0.199	1.239	0.650	107.401	-33.445	-1165.131
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

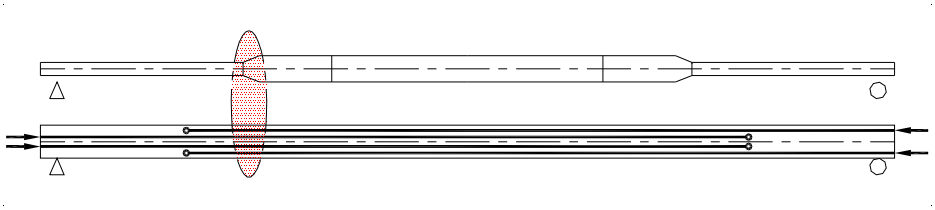
(2) 거더8 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.261	-4.165	39.908	-24.379	-22.942
합성후 고정하중(AL)	0.693	0.532	-0.820	-1.149	4.084	-7.031	-6.714
케이싱 최종 C&S 손실	-1.233	-0.078	-3.818	-3.917	-0.599	79.193	76.217
바닥판 C&S 손실	-1.462	-1.533	0.000	-0.854	24.563	-4.273	-3.791
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.988	-1.221	0.220	-7.658	7.827
활 하 중(LL)	1.093	0.839	-1.293	-1.812	6.444	-11.093	-10.593
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.713	-0.201	8.339	9.704	91.870	65.267	-1128.911
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

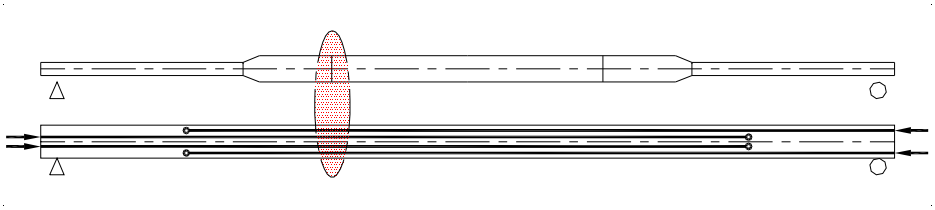
(3) 거더8 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.260	-7.846	75.183	-45.927	-43.221
합성후 고정하중(AL)	1.278	0.981	-1.512	-2.119	7.532	-12.967	-12.382
케이싱 최종 C&S 손실	-1.093	-0.069	-3.619	-3.239	-0.532	70.216	67.577
바닥판 C&S 손실	-1.596	-1.621	0.000	-0.917	26.376	-4.588	-4.070
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.125	0.025	-0.866	-1.071	0.193	-6.715	6.863
활 하 중(LL)	1.906	1.464	-2.255	-3.160	11.236	-19.342	-18.469
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.676	0.791	5.510	5.200	177.592	-66.987	-1186.319
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

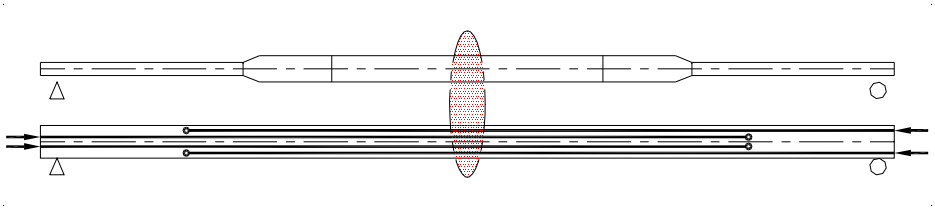
(4) 거더8 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-4.257	-7.396	62.369	-43.673	-41.219
합성후 고정하중(AL)	1.211	0.923	-1.494	-2.081	7.089	-12.753	-12.182
케이싱 최종 C&S 손실	-1.072	-0.065	-3.791	-3.509	-0.500	69.064	66.469
바닥판 C&S 손실	-1.748	-1.750	-0.015	-0.845	23.802	-4.254	-3.782
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.121	0.023	-0.843	-1.041	0.180	-6.528	6.672
활 하 중(LL)	1.806	1.377	-2.228	-3.105	10.574	-19.022	-18.171
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.372	0.520	5.075	4.952	149.152	-46.296	-1184.877
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더8 지간중앙

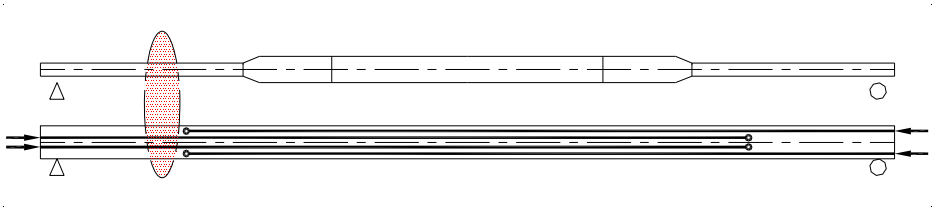


(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.896	-10.243	86.373	-60.483	-57.084
합성후 고정하중(AL)	1.664	1.270	-2.054	-2.862	9.747	-17.533	-16.748
케이싱 최종 C&S 손실	-0.968	-0.059	-3.611	-2.978	-0.452	62.332	59.990
바닥판 C&S 손실	-1.871	-1.832	-0.016	-0.895	25.201	-4.503	-4.005
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.108	0.021	-0.753	-0.930	0.161	-5.830	5.959
활 하 중(LL)	2.473	1.886	-3.052	-4.252	14.483	-26.053	-24.887
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.466	1.298	2.850	1.502	208.140	-145.771	-1240.005
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

11.9. 거더9의 경우

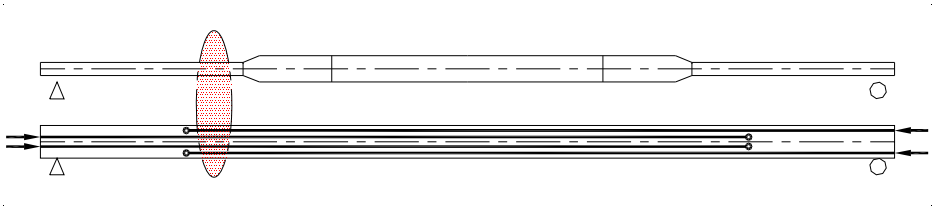
(1) 거더9 강선2위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.383	0.633	-6.582	5.281	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.325	-0.285	-1.007	7.009	
응 력 누 계			0.058	0.348	46.824	-99.363	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			8.614	11.073	-14.192	68.888	-1170.725
응 력 누 계			8.672	11.421	32.632	-30.475	-1170.725
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.188	-3.996	37.631	-23.419	-22.048
합성후 고정하중(AL)	0.751	0.575	-0.906	-1.266	4.411	-7.755	-7.406
케이싱 최종 C&S 손실	-0.760	-0.051	-2.482	-2.103	-0.389	48.650	46.821
바닥판 C&S 손실	-1.477	-1.542	0.019	-0.835	24.721	-4.149	-3.670
릴렉세이션 손실	0.027	0.005	-0.187	-0.231	0.041	-1.451	1.483
강선 C&S 손실	0.043	0.009	-0.301	-0.372	0.066	-2.332	2.383
활 하 중(LL)	1.181	0.904	-1.425	-1.992	6.938	-12.197	-11.649
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.236	-0.101	1.201	0.626	106.051	-33.128	-1164.811
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

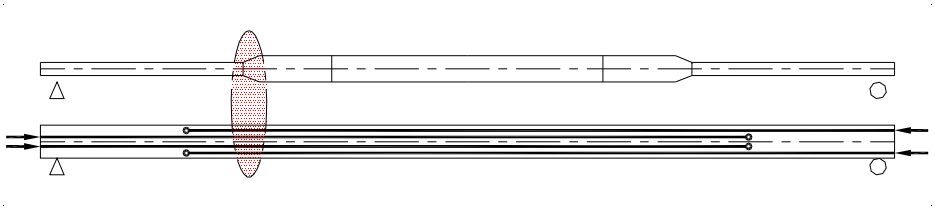
(2) 거더9 강선4위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					54.413	-111.652	
거푸집 탈형(CW)			0.398	0.653	-6.621	5.447	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.333	-0.297	-0.995	6.981	
응 력 누 계			0.065	0.356	46.797	-99.224	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.823	22.921	-29.630	142.585	-1171.830
응 력 누 계			17.888	23.277	17.167	43.361	-1171.830
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-2.129	-3.921	37.572	-22.952	-21.599
합성후 고정하중(AL)	0.748	0.574	-0.885	-1.240	4.411	-7.592	-7.250
케이싱 최종 C&S 손실	-1.238	-0.078	-3.821	-3.946	-0.602	79.522	76.533
바닥판 C&S 손실	-1.474	-1.542	0.000	-0.860	24.735	-4.302	-3.817
릴렉세이션 손실	0.053	0.011	-0.368	-0.455	0.082	-2.853	2.916
강선 C&S 손실	0.143	0.029	-0.992	-1.226	0.221	-7.689	7.858
활 하 중(LL)	1.177	0.904	-1.392	-1.951	6.937	-11.942	-11.404
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	-0.591	-0.102	8.300	9.677	90.523	65.553	-1128.593
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

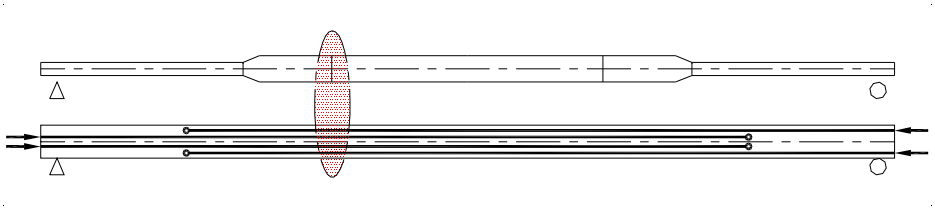
(3) 거더9 강재변화위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					100.862	-206.963	
거푸집 탈형(CW)			0.734	1.205	-12.227	10.060	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.356	-0.365	-1.137	7.989	
응 력 누 계			0.378	0.841	87.498	-188.914	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.034	23.193	-29.981	144.273	-1185.708
응 력 누 계			18.412	24.033	57.517	-44.641	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-3.975	-7.320	70.151	-42.853	-40.328
합성후 고정하중(AL)	1.327	1.019	-1.570	-2.200	7.823	-13.467	-12.859
케이싱 최종 C&S 손실	-1.109	-0.070	-3.636	-3.320	-0.540	71.224	68.547
바닥판 C&S 손실	-1.607	-1.628	0.000	-0.922	26.529	-4.614	-4.094
릴렉세이션 손실	0.056	0.011	-0.390	-0.482	0.087	-3.024	3.091
강선 C&S 손실	0.127	0.025	-0.879	-1.087	0.196	-6.815	6.965
활 하 중(LL)	2.172	1.668	-2.570	-3.601	12.804	-22.040	-21.046
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.967	1.025	5.392	5.100	174.565	-66.230	-1185.431
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

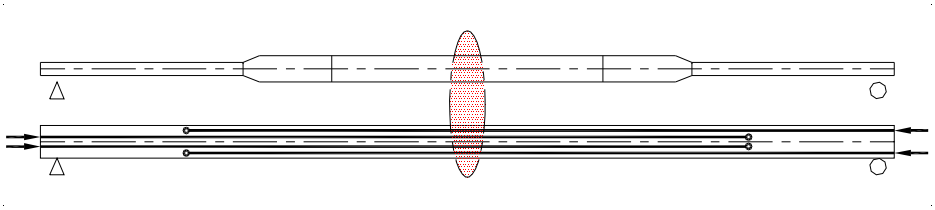
(4) 거더9 부재이음위치



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					81.257	-184.508	
거푸집 탈형(CW)			0.717	1.132	-10.117	9.508	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.379	-0.384	-0.915	7.702	
응 력 누 계			0.339	0.748	70.225	-167.298	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			17.748	22.657	-24.669	141.146	-1185.708
응 력 누 계			18.087	23.405	45.556	-26.151	-1185.708
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-3.972	-6.901	58.194	-40.750	-38.460
합성후 고정하중(AL)	1.257	0.959	-1.552	-2.162	7.362	-13.244	-12.651
케이싱 최종 C&S 손실	-1.087	-0.066	-3.814	-3.590	-0.507	70.045	67.412
바닥판 C&S 손실	-1.760	-1.759	-0.015	-0.850	23.946	-4.279	-3.805
릴렉세이션 손실	0.055	0.011	-0.384	-0.475	0.082	-2.979	3.044
강선 C&S 손실	0.122	0.024	-0.855	-1.056	0.182	-6.624	6.770
활 하 중(LL)	2.058	1.570	-2.539	-3.538	12.050	-21.676	-20.706
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	0.645	0.738	4.955	4.833	146.865	-45.660	-1184.104
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

(5) 거더9 지간중앙



(단위:MPa)

하 중 조 건	바 닥 판		하부케이싱		강 재		강 선 도 심
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
거더 자중(SW)					112.629	-255.743	
거푸집 탈형(CW)			0.991	1.564	-13.977	13.135	
케이싱 초기 C&S 손실			-0.402	-0.442	-1.012	8.519	
응 력 누 계			0.589	1.122	97.641	-234.089	
허 용 응 력			압 축	8.400	압 축	268.750	
			인 장	-0.935	인 장	-268.750	
프리스트레스 도입(PS)			18.060	23.055	-25.102	143.626	-1206.540
응 력 누 계			18.649	24.177	72.538	-90.463	-1206.540
허 용 응 력			압 축	27.000	압 축	215.000	압 축
			인 장	-1.677	인 장	-215.000	-1312.000
합성전 고정하중(BL)			-5.495	-9.548	80.509	-56.376	-53.208
합성후 고정하중(AL)	1.701	1.297	-2.099	-2.925	9.961	-17.919	-17.117
케이싱 최종 C&S 손실	-0.991	-0.060	-3.649	-3.099	-0.463	63.840	61.441
바닥판 C&S 손실	-1.881	-1.839	-0.016	-0.899	25.314	-4.524	-4.022
릴렉세이션 손실	0.060	0.012	-0.418	-0.516	0.089	-3.238	3.309
강선 C&S 손실	0.110	0.021	-0.772	-0.954	0.165	-5.980	6.111
활 하 중(LL)	2.808	2.142	-3.466	-4.829	16.447	-29.586	-28.262
군중 하중(GJ)							
응 력 누 계	1.807	1.574	2.734	1.408	204.560	-144.245	-1238.288
허 용 응 력	압 축	10.800	압 축	20.250	압 축	215.000	압 축
	인 장	-1.890	인 장	-3.354	인 장	-215.000	-1312.000

12. 극한강도 검토(지간중앙부)

(1) 외력에 의한 극한 모멘트(Mu)

Mu = 1.3·(Msw + Mcw + Mbl + Mal) + 2.15·Mll = 35192645N·m

(2) 균열모멘트(Mcr)

Fex + Fps + Fcr' = Fcr

Fex + Fps + (Mcr'×y) / (ncc ×I) = Fcr

※ Fex : 고정하중 및 활하중에 의한 응력

Fps : 즉시손실을 제외한 프리스트레싱에 의한 응력

Fcr' : 균열이 발생되기 까지의 추가되는 응력

Mcr' : 균열이 발생되기 까지의 추가되는 휨모멘트

Fcr = -0.63√(Fcksc) = -3MPa

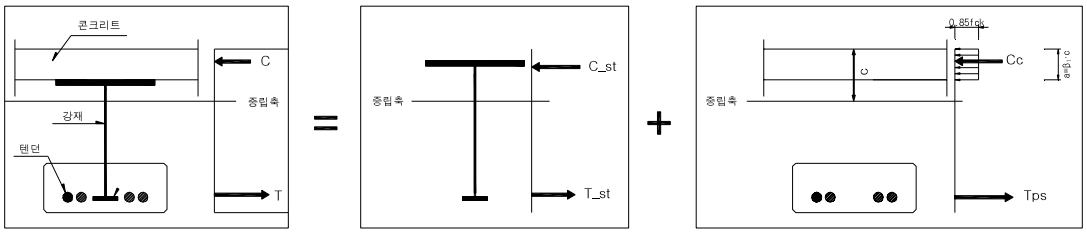
Fex = Fsw + Fcw + Fbl + Fal + Fll = -16MPa

Fps = 23MPa

Mcr' = (Fcr - Fex - Fps)×ncc×I / y = 10060242N·m

Mcr = Mcw + Mps + Mbl + Mal + Mll + Mcr' = 15861061N·m

(3) 저항모멘트(Md = ΦMn)



C = Cst + Cc , T = Tst + Tps , C = T

중립축위치(c) = 0.742m , a = β1×c = 0.850×0.742 = 0.631m

Mn_st = ∑(Ast·Fsty·(c - dst)) = 19684530N·m

Mn_c = Be·a·0.85·Fck·(c - a/2) = 8091946N·m

Mn_ps = Atd·Fpsu·(c - dp) = 25571510N·m

ΦMn = Φ·(Mn_st + Mn_c + Mn_ps) = 45345788N·m

※ Fpsu = Fpu[1 - (rp / β1)·(ρ·Fpu / Fck + (d / dp)·(ω-ω'))] = 1886MPa

ρ : PS 강재비(Atd / Be·dp)

ω : 인장강재의 강재지수

ω' : 압축강재의 강재지수

rp : PS 강재의 종류에 따른 계수(0.28)

dst : 강재부재 각요소의 유효깊이

d : 인장강재의 유효깊이

dp : PS강재의 유효깊이

▶ ΦMn > Mu ------- O.K

▶ ΦMn > 1.2·Mcr(= 19033273N·m) ------- O.K

(4) 최대 강재량 검토

강재지수 : q = ρ · Fpu / Fck + (d / dp) · (ω - ω') = 0.022MPa

▶ q < 0.36 · β1(= 0.306) ------- O.K

12.1 거더의 온도하중 검토

12.1.1 온도하중 검토(G1 : 지간중앙부)

교면에 직사광선이 내리쬐어 거더 상부와 하부는 온도차가 발생하게 되는데 Precom 거더의 경우 상면에 타설되어있는 콘크리트에 의해 복사열을 전달받게 되므로 콘크리트 기준으로 10℃ 정도의 온도구배를 적용하였다. 이에 온도하중을 거더에 재하하여 검토하고 지간중앙부의 발생응력이 [주하중+온도하중]의 조합시 증가계수(15%)를 고려하여 온도하중에 대한 안정성 검토를 수행하였다.(도로교설계기준 2010, P.2-23)

열팽창 계수(α) =	0.000012	/℃	Esc =	26702	MPa	Asc =	0.648	m^2	
온 도 차(Δt	10	℃	dsc =	1.181	m				

- Precom 거더의 팽창률(ε_t)

$$\varepsilon_t = -\alpha \times \Delta t = -0.000012 \times 10 = -0.00012$$

- 온도차에 의한 작용력(P_t), 휨모멘트(M_t)

$$P_t = Esc \times Asc \times \varepsilon_t = 26702 \times 10^6 \times 0.648 \times -0.00012$$
$$= -2076348 \quad N$$
$$M_t = P_t \times dsc = -2076348 \times 1.181 = -2452166 \quad N \cdot m$$

- 각부 단면응력 계산

1) 슬래브 응력

$$Fscu = \frac{1}{nsc}\left(\frac{Pt}{A} + \frac{Mt}{I} \times dscu\right) - Esc \cdot \varepsilon_t$$
$$= \frac{1}{7.677}\left(\frac{-2076348}{0.23532} + \frac{-2452166}{0.2283276} \times 1.01173\right) - 26702 \times 10^6 \times -0.00012$$
$$= 0.640 \quad MPa$$
$$Fscl = \frac{1}{nsc}\left(\frac{Pt}{A} + \frac{Mt}{I} \times dscl\right) - Esc \cdot \varepsilon_t$$
$$= \frac{1}{7.677}\left(\frac{-2076348}{0.23532} + \frac{-2452166}{0.2283276} \times 0.77173\right) - 26702 \times 10^6 \times -0.00012$$
$$= 0.975 \quad MPa$$

2) 강재 응력

$$Fstu = \frac{Pt}{A} + \frac{Mt}{I} \times dstu$$
$$= \frac{-2076348}{0.23532} + \frac{-2452166}{0.2283276} \times 0.77173$$
$$= -17.112 \quad MPa$$
$$Fstl = \frac{Pt}{A} + \frac{Mt}{I} \times dstl$$
$$= \frac{-2076348}{0.23532} + \frac{-2452166}{0.2283276} \times -1.3883$$
$$= 6.086 \quad MPa$$

3) 케이싱콘크리트 응력

$$Fccu = \frac{1}{ncc}\left(\frac{Pt}{A} + \frac{Mt}{I} \times dccu\right)$$

$$= \frac{1}{6.569}\left(\frac{-2076348}{0.23532} + \frac{-2452166}{0.2283276} \times -1.0683\right)$$

$$= 0.403 \quad MPa$$

$$Fccl = \frac{1}{ncc}\left(\frac{Pt}{A} + \frac{Mt}{I} \times dccl\right)$$

$$= \frac{1}{6.569}\left(\frac{-2076348}{0.23532} + \frac{-2452166}{0.2283276} \times -1.4883\right)$$

$$= 1.090 \quad MPa$$

4) PS강선 응력

$$Ftd = \frac{1}{ntd}\left(\frac{Pt}{A} + \frac{Mt}{I} \times dtd\right)$$

$$= \frac{1}{1.025}\left(\frac{-2076348}{0.23532} + \frac{-2452166}{0.2283276} \times -1.3593\right)$$

$$= 5.634 \quad MPa$$

- 단면응력 검토

(단위:MPa)

구 분		작용응력	허용응력	허용응력(15%)	판 정	비 고
슬래브	상연	0.640	10.800	1.620	OK	
	하연	0.975	-1.890	-0.284	OK	
강재	상연	-17.112	215.000	32.250	OK	
	하연	6.086	-215.000	-32.250	OK	
케이싱	상연	0.403	20.250	3.038	OK	
	하연	1.090	-3.354	-0.503	OK	
PS강선		5.634	-1312.000	-196.800	OK	

(+ : 압축 , - : 인장)

∴ 검토결과에 나타나듯이 허용응력 증가계수의 15% 이내 값을 만족하므로 온도에 대한 영향은 구조적으로 안전하다.

12.2 거더 합성응력의 검토(G8.:지간중앙부)

$$(f/f_a)^2 + (\upsilon/\upsilon_a)^2 \leq 1.2 \cdots\cdots \text{O.K}$$

1) 전단응력

υ = (Vs + Va + V) / Aw

= 1227970/74672 = 16.445 MPa

υ = 16.4 MPa ≤ υ_a = 120.0 MPa O.K

2) 합성응력

[상 연]

$$\left(\frac{209.5}{215.0}\right)^2 + \left(\frac{16.445}{120.0}\right)^2 = 0.950 + 0.019 = 0.969 \leq 1.2 \quad \text{O.K}$$

[하 연]

$$\left(\frac{-148.297}{-215.0}\right)^2 + \left(\frac{16.445}{120.0}\right)^2 = 0.476 + 0.019 = 0.495 \leq 1.2 \quad \text{O.K}$$

▪ 강재 상연,하연의 최종휨응력은 12.응력누계(지간중앙부) 참고

13. 솟음량 산정 및 처짐검토

13.1. 거더1의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-45	-82	-106	-114	-106	-82	-45
합성후고정하중	-9	-17	-22	-23	-22	-17	-9
최종크리프	17	29	36	38	36	29	17
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-81	-156	-207	-222	-207	-156	-81

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 44 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

13.2. 거더2의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-48	-87	-113	-122	-113	-87	-48
합성후고정하중	-9	-16	-21	-23	-21	-16	-9
최종크리프	16	28	35	37	35	28	16
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-85	-161	-214	-231	-214	-161	-85

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 38 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

13.3. 거더3의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-48	-87	-113	-122	-113	-87	-48
합성후고정하중	-8	-15	-20	-22	-20	-15	-8
최종크리프	16	28	35	37	35	28	16
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-3	-4	-5	-4	-3	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-84	-159	-212	-230	-212	-159	-84

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 35 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

13.4. 거더4의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-48	-87	-113	-122	-113	-87	-48
합성후고정하중	-8	-15	-20	-21	-20	-15	-8
최종크리프	17	28	35	37	35	28	17
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-3	-4	-5	-4	-3	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-83	-159	-212	-229	-212	-159	-83

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 34 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

13.5. 거더5의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-48	-87	-113	-122	-113	-87	-48
합성후고정하중	-8	-15	-19	-21	-19	-15	-8
최종크리프	17	28	35	37	35	28	17
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-3	-4	-5	-4	-3	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-83	-159	-211	-229	-211	-159	-83

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 33 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

13.6. 거더6의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-48	-87	-113	-122	-113	-87	-48
합성후고정하중	-8	-15	-20	-21	-20	-15	-8
최종크리프	17	28	35	37	35	28	17
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-3	-4	-5	-4	-3	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-83	-159	-212	-229	-212	-159	-83

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 32 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

13.7. 거더7의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-48	-87	-113	-122	-113	-87	-48
합성후고정하중	-8	-15	-20	-22	-20	-15	-8
최종크리프	16	28	35	37	35	28	16
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-3	-4	-5	-4	-3	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-84	-159	-212	-230	-212	-159	-84

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 32 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

13.8. 거더8의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-48	-87	-113	-122	-113	-87	-48
합성후고정하중	-9	-16	-21	-23	-21	-16	-9
최종크리프	16	28	35	37	35	28	16
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-85	-161	-214	-231	-214	-161	-85

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 34 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

13.9. 거더9의 경우

(1) 단계별 처짐량 및 제작솟음

등 분 절 점	1L/8	2L/8	3L/8	4L/8	5L/8	6L/8	7L/8
강형자중	-40	-73	-94	-101	-94	-73	-40
거푸집,케이싱	-82	-149	-192	-207	-192	-149	-82
거푸집탈형	9	16	21	23	21	16	9
초기크리프	1	2	2	3	2	2	1
초기건조수축	3	5	6	6	6	5	3
프리스트레스	69	120	151	162	151	120	69
합성전고정하중	-45	-82	-106	-114	-106	-82	-45
합성후고정하중	-9	-17	-22	-23	-22	-17	-9
최종크리프	17	29	36	38	36	29	17
최종건조수축	12	21	26	28	26	21	12
바닥판크리프	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
바닥판건조수축	-11	-18	-22	-24	-22	-18	-11
릴렉세이션	-1	-2	-3	-3	-3	-2	-1
강선 C&S 손실	-2	-4	-5	-5	-5	-4	-2
제 작 솟 음	-81	-156	-207	-222	-207	-156	-81

(2) 활하중에 의한 처짐검토

▷도로교 설계기준 2010(한국도로교통협회) P.3-7

▷프리컴 거더 설계 및 시공지침(대한토목학회) P.36

L = 59.000 m

허용 처짐량(ya) = L / 500 = 118 mm

발생 처짐량(y) = 39 mm (FEM 해석결과 참조)

y < ya ... O.K

14. 부부재 설계

14.1 복부판 두께 검토

- 비합성 플레이트 거더의 복부판 최소두께 적용

* 조건 : 수평보강재가 없는 경우

1) 강 종 : sm 520

2) 복부판 최소두께 산정 b / 121 (여기서, b 는 복부높이임 = 2092 / 121

= 17.29 mm

3) 복부판 두께 : 18.00 mm

* 복부판 두께 검토

ta = 17.29 mm < t = 18.00 mm **O.K**

14.2 수직 보강재의 설계

14.2.1 수직보강재 간격 검토(중앙부)

a = 수직보강재의 간격 5000 mm

b = 상하플랜지의 간격 2092 mm

t = 복부판의 두께 18.0 mm

a / b = 2.390 > 1

a / b = 2.390 < 3 **O.K**

f = 복부판의 연섬유 압축응력 211.625 MPa (응력집계 참조)

υ = 복부판의 전단응력 24.249 MPa (평균 전단응력 참조)

$[b / (100 \cdot t)]^4 \cdot [(f / 365)^2 + [\upsilon / (81 + 61(b/a)^2]]^2$ = 0.741 < 1 **O.K**

14.2.2 수직보강재 강도 검토

보강재(mm) PL - 120 × 18

$\gamma = 8.0 \times (b / a)^2$ = 1.40 (수직보강재의 소요강비)

$I_{req} = b \cdot t^3 / 10.92 \cdot \gamma$ = = 1,564,696 mm^4

수직보강재의 단면2차모멘트 규정

I_t = $18.0 \times 120.0^3 / 3$ = 10,368,000 mm^4 > I_{req} = 1,564,696 mm^4 **O.K**

수직보강재의 돌출각 폭,두께 규정

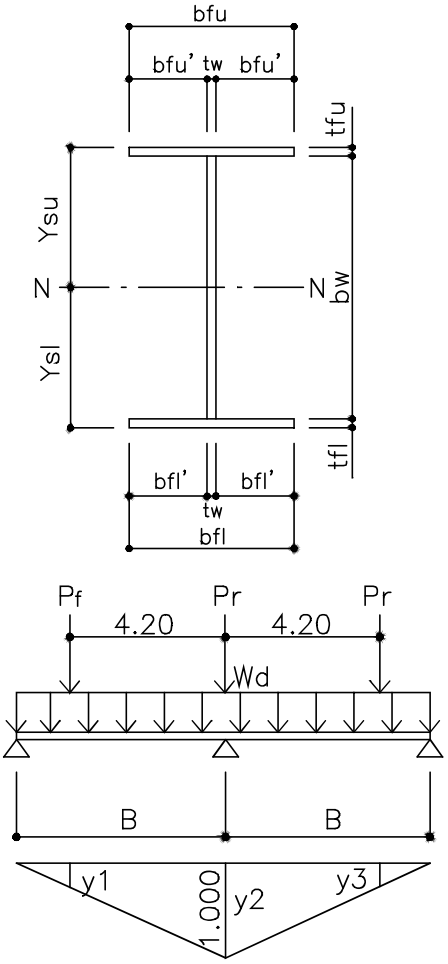
2,092 / 30 + 50 = 119.7 mm < 120.0 mm **O.K**

120 / 13 = 9.23 mm < 18 mm **O.K**

수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치

57 tw = 1026 mm < bw = 2092 mm 수직보강재 필요.

14.2 강재 가로보의 설계



사용강재 : SS 400

플랜지 폭 bfu = 300 mm (상부) bfl = 300 mm (하부)

복부의폭 bw = 748 mm

복부판의 최소두께 (☞ 도.설 3.8.4)

tw(min) = bw / 121 = 6.18 mm

복부판 사용두께 tw = 14 mm > tw(min) O.K

tfu(min) = bfu'/ 16 = 143.0 / 16 = 8.94 mm

tfl(min) = bfl'/ 16 = 143.0 / 16 = 8.94 mm

상판 사용두께 tfu = 26 mm > tfu(min) O.K

하판 사용두께 tfl = 26 mm > tfl(min) O.K

바닥슬래브두께 ts = 240 mm

포장두께 tp = 50 mm

가로보 설치간격 B = 14.750 m (1CR01)

가로보의 지간 L = 2.456 m

(1) 하 중

① 고 정 하 중

슬래브 : 0.240 × 25.00 = 6.000 kN/m²

포장 : 0.050 × 23.50 = 1.175 kN/m²

7.175 kN/m²

강재자중 : (0.300 × 0.026 + 0.748 × 0.014 + 0.300 × 0.026) × 78.50

= 2.047 kN/m

부가 부재에 대한 강재자중의 할증 2.047 × 1.0 = 2.047 kN/m

영향선의 면적 : A = 2·B × 1.0 × 1 / 2 = 14.750

따라서, 가로보에 작용하는 고정하중(Wd)은

∴ Wd = 7.175 × 14.750 + 2.047 × 1.000 = 107.878 kN/m

② 활 하 중 (DB-24)

Pr = 96.0 kN Pf = 24.0 kN

가로보에 작용하는 활하중(Pl)은

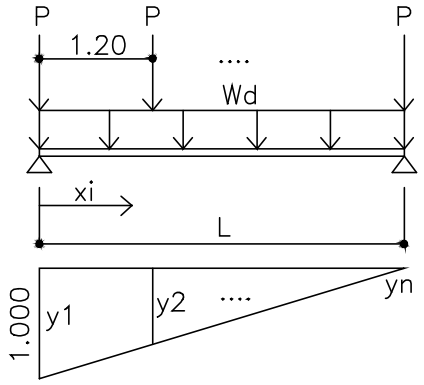
Pl = Pf · y1 + Pr · (y2 + y3)

= 24.0 × 0.7 + 96.0 × (1.00 + 0.72) = 181.831 kN

충격계수 i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 2.456) = 0.353 > 0.30 → i = 0.300

Pl+i = Pl × (1 + i) = 181.831 × (1 + 0.300) = 236.380 kN

(2) 전 단 력



가로보의 지간장 L = 2.456 m 이므로

최대 재하가능한 윤하중 수 n = 2

가로보 끝단에서 윤하중까지의 거리(xi)는

x1 = 0.000 m → y1 = 1.000

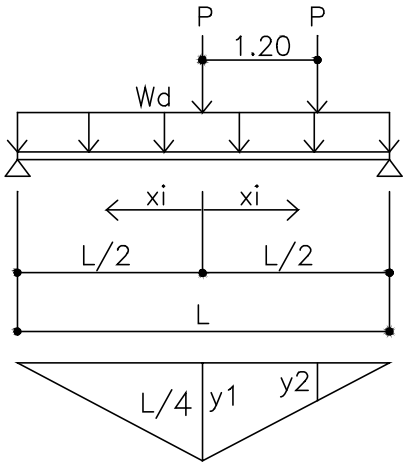
x2 = 1.2 m → y2 = 0.511

Σyi = 1.511

Sl = Pl+i · Σyi = 236.380 × 1.511 = 357.264 kN

Swd = wd × l / 4 = 107.878 × 2.456 / 4 = 66.237 kN

(3) 모 멘 트



최대모멘트 산정을 위한 윤하중 수 n 2

가로보 중앙에서 윤하중까지의 거리(xi) 및

영향선 종거 (yi) 는

x1 = 0.000 m → y1 = 0.614

x2 = 1.200 m → y2 = 0.014

Σyi = 0.628

Ml = Pl+i · Σyi = 236.380 × 0.628 = 148.446 kN

Mwd = wd × l^2 / 8 = 107.878 × 6.032 / 8 = 81.339 kN

< FRAME 해석 결과 >

	고정하중	활하중	합계	비고
BENDING MOMENT	81.339	148.446	229.786	
SHEAR FORCE	66.237	357.264	423.501	

FRAME 해석 결과 Smax = 423.501 kN , Mmax = 229.786 kN·m

따라서, 설계 부재력은 Su = 423.501 kN Mu = 229.786 kN·m

(4) 단면검토

구 분	A (mm²)	Y (mm)	A·Y (mm³)	A·Y2 (mm⁴)	Io (mm⁴)
1 - UFLG 300 × 26	7800	387	3018600	1168198200	439400
1 - WEB 748 × 14	10472	0	0	0	488260491
1 - LFLG 300 × 26	7800	-387	-3018600	1168198200	439400
합 계	26072		0	2336396400	489139291

$\delta = \Sigma A \cdot Y / \Sigma A =$ 0 / 26072 = 0 mm

$In = \Sigma Io + \Sigma A \cdot Y^2 - \Sigma A \cdot \delta^2$

= 489139291 + 2336396400 - 0 = 2825535691 mm⁴

Ysu = bw / 2 + tfu - δ = 748 / 2 + 26 - 0 = 400 mm

Ysl = bw / 2 + tfl + δ = 748 / 2 + 26 + 0 = 400 mm

압축부의 국부좌굴에 대한 허용응력은 (☞ 도.설 표 3.3.4(b), 표 3.4.4)

bfu'/ 12.9 = 11.09 mm ≤ t = 26.0 → fca = 140.0 MPa

Aw / Ac = 10472.0 / 7800.0 = 1.34 ≤ 2

l / b = 2456.0 / 300.0 = 8.2 > 4.600 , ≤ 30.000

fca = 140 - 2.49 (l/b - 4.6) = 131.069 MPa

∴ fca = 131.069 MPa , fta = 140.0 MPa

υ = Su / Aw = 423.501 × 10^3 / 10472 = 40.441 MPa < υa = 80 MPa **O.K**

fu = Mu·Ysu / In = 229.786 × 10^6 × 400.0 / 2825535690.7

= 32.530 MPa < fca = 131.069 MPa **O.K**

fl = Mu·Ysl / In = 229.786 × 10^6 × 400.0 / 2825535690.7

= 32.530 MPa < fta = 140.000 MPa **O.K**

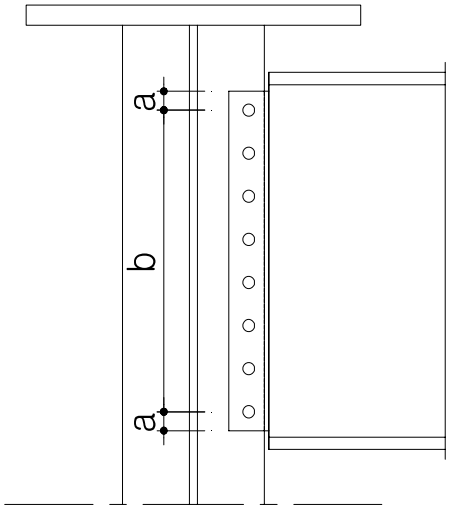
* 합성응력의 검토

$$\left(\frac{32.530}{131.069}\right)^2 + \left(\frac{40.441}{80.000}\right)^2 = 0.317 < 1.2 \qquad \text{O.K}$$

수직보강재를 생략할 수 있는 플랜지 순간격의 최대치 (☞ 도.설 3.8.5.1 표 3.8.3)

71 tw = 994 mm > bw = 748 mm 이므로 수직보강재 필요없음.

14.3 볼트 연결부 검토



이격거리(a) : 45 mm

배치길이(b) : 658 mm

Nr = 열당 볼트 개수 = 8 EA , 0 EA

Muse = 사용 볼트 열수 = 1 열

Nuse = 사용 볼트 개수 = Muse × Nr = = 8 EA

* 전단용접 = 2 면

< 볼트 연결부 상세도 >

* 각 볼트열까지의 거리 (간격 : 94 mm)

구분	y1	y2	y3	y4	y5	y6	y7	y8	y9	y10	y11	y12
거리	0	94	188	282	376	470	564	658	0	0	0	0

$fyi2 = (0^2 + 94^2 + 188^2 + 282^2 + 376^2 + 470^2 + 564^2 + 658^2 + 0^2 + 0^2) \times 1 \times 2$ 열 $= 2474080\ mm^2$

1) 볼트 개당 작용 단면력 산정

$I_w = 14.0 \times 748.0^3 / 12 = 488260490.7\ mm^4$

$Mf = 0.000 \times 488260491 / 2825535690.7 = 0.0\ N \cdot mm$

전단력에 지배적인 구조이므로,

$\rho_v = N_w / N = 423.501 / 8 = 52.9$ kN

$\rho_m = Mf \times ymax / fyi2 = 0 \times 658.0 / 2474080 = 0.0$ kN

$\rho_{p+m} = \rho_p + \rho_m = 52.94 + 0.00 = 52.9$ kN

$< \rho_a = 112.0$ kN **O.K**

$\rho_s = 423.50 / 8 = 52.9$ kN

$< \rho_a = 112.0$ kN **O.K**

합성력에 대한 검토

$\sqrt{((0 + 0.0)^2 + 52.9^2)} = 52.9$ kN

$< \rho_a = 112.0$ kN **O.K**

*BOLT의 허용전단응력 Sa = 2.476 ton/cm^2 F 10 T (M 24) 사용

A = (π x 2.4^2) / 4 = 4.524 cm^2

Sn = 4.524 × 2.476 = 112.00 kN/EA

BOLT의 필요갯수 산정 (N) = 423.50 / 112.00 = 3.78 EA

BOLT의 사용갯수 = 1 열× 8 EA + 0 열× 0 EA = 8 EA

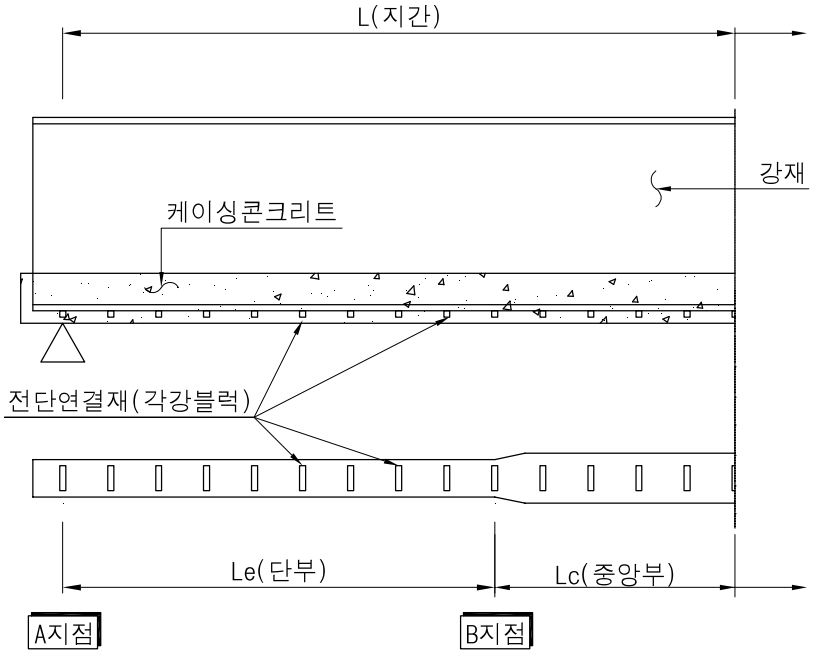
15. 전단연결재 검토

15.1 하부플랜지 전단연결재 검토

하부플랜지의 전단연결재는 초기손실을 고려한 프리스트레스와 건조수축에 대하여 고려하였다.

이때, 온도에 대한 영향은 강재가 콘크리트로 완전피복되어 일체거동하므로 생략한다.

15.1.1 검토위치



15.1.2 프리스트레스 및 건조수축에 의한 수평력

$F_{ps} = 1 / ((1 + A_{cc} / (n_{ci} \times A_{stc}) + (A_{cc} \times d_{c1}^2) / (I_{yycc} + n_{ci} \times I_{yystc})) =$ 0.235

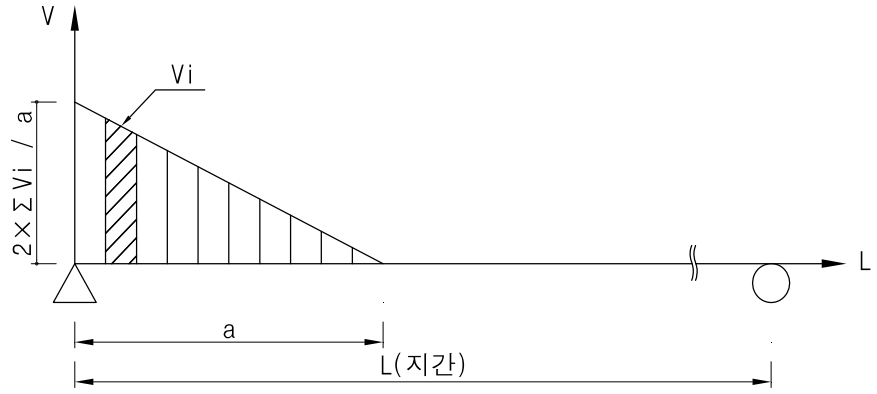
1) Pt_A에 대한 수평력 : $N_A = F_{ps} \times Pt_A \times 2EA =$ 1140086 N

2) Pt_B에 대한 수평력 : $N_B = F_{ps} \times Pt_B \times 2EA =$ 1146110 N

3) 건조수축에 대한 수평력 : $N_{sh} = F_{ps} \times P_{sh} =$ 59388 N

15.1.3 검토 위치별 수평전단력

(1) Pt_A 에 의한 수평전단력



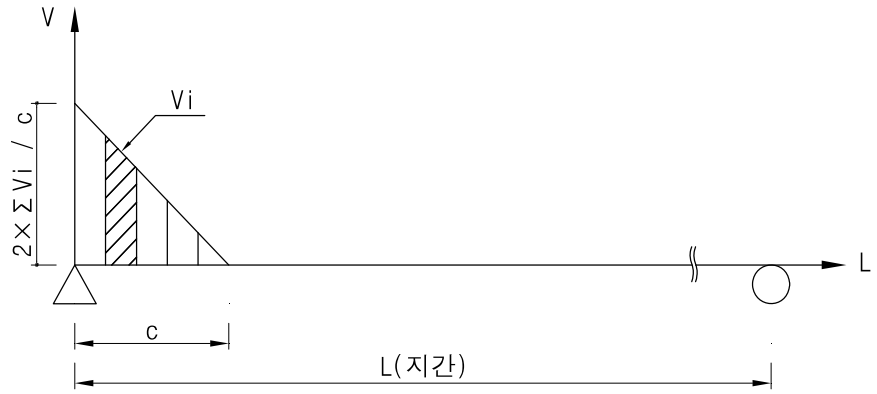
여기서, 전단력의 합(ΣV_i)은 프리스트레스에 의한 수평력(N_A)과 같다.

1) Pt_A 에 의한 수평력이 영향을 미치는 구간 $a = L / 2 =$ 29.500 m

2) 최대 수평전단력 (A지점) : $H_{AA} = (2 \times N_A) / a =$ 77294 N

3) B지점의 수평전단력 : $H_{AB} = H_{AA} \times (a - L_e) / a =$ 40612 N

(2) Pt_B 에 의한 수평전단력

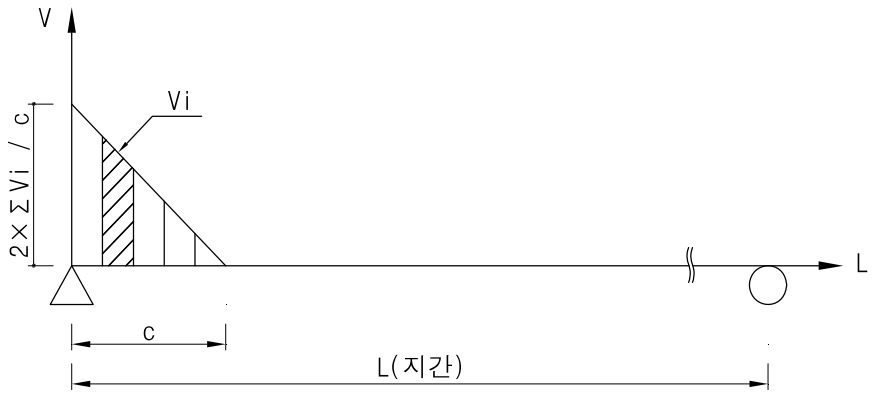


여기서, 전단력의 합(ΣV_i)은 프리스트레스에 의한 수평력(N_B)과 같다.

1) Pt_B 에 의한 수평력이 영향을 미치는 구간 $b = L / 2 - L_{ce} =$ 23.000 m

2) 최대 수평전단력 (B지점) : $H_{BB} = 2 \times N_B / b =$ 99662 N

(3) 건조수축에 의한 수평전단력



여기서, 전단력의 합(ΣV_i)은 프리스트레스에 의한 수평력(N_{sh})과 같다.

1) 건조수축에 의한 수평력이 영향을 미치는 구간 c = min(L/10 , Bcen) = 2.700 m

2) 최대 수평전단력 (A지점) : $H_{sh} = 2 \times N_{sh} / c =$ 43991 N

(4) 각 지점의 수평전단력 집계

1) A지점의 수평전단력 : $H_A = H_{AA} + H_{sh} =$ 121285 N

2) B지점의 수평전단력 : $H_B = H_{AB} + H_{BB} =$ 140274 N

3) 지간중앙의 수평전단력 : $H_C = H_B =$ 140274 N

15.1.4 전단연결재에 작용하는 수평전단력 산정

(1) 허용부착강도 : $\tau_{ba} = 0.13 \sqrt{f_{ckcc}} =$ 0.872 MPa

(2) 하부플랜지 주변길이

1) 단 부 : $l_e = 2 \times (b_{lfe} + t_{lf} + 2 \times 0.15) =$ 0.956 m

2) 중 앙 부 : $l_c = 2 \times (b_{lfc} + t_{lf}) =$ 0.456 m

(3) 하부플랜지 주변의 전단응력

1) 단 부 : $\tau_e = H_A / l_e =$ 0.127 MPa

2) 중 앙 부 : $\tau_c = H_C / l_c =$ 0.308 MPa

(4) 작용 수평전단력

1) 단 부 : $H_{ae} =$ 40428 N

$\tau_{ba} > \tau_e$; $H_A / 3 =$ 40428 N

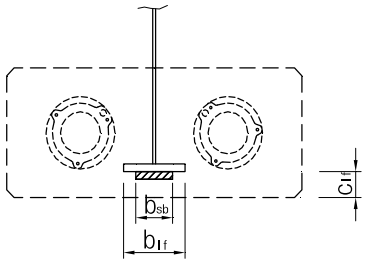
$\tau_{ba} \leq \tau_e$; $H_A =$ 121285 N

2) 중 앙 부 : $H_{ac} =$ 46758 N

$\tau_{ba} > \tau_c$; $H_C / 3 =$ 46758 N

$\tau_{ba} \leq \tau_c$; $H_C =$ 140274 N

15.1.5 전단연결재의 간격 산정



(1) 단부

1) 제원

전단연결재의 폭 : b_{sbe1} = 0.130 m

전단연결재의 두께 : t_{sbe1} = 0.019 m

c_{lf} = 0.100 m b_{lfe} = 0.150 m

2) 전단연결재의 내하력 산정

$A_{sbe} = b_{sbe1} \times t_{sbe1} - A_{we}$ = 0.002 m² , $A_{ce} = b_{lfe} \times c_{lf}$ = 0.015 m²

콘크리트의 허용지압응력 : $f_{jae} = (0.25 + 0.05 \times R_{Ae}) \times f_{cicc}$ = 20.250 MPa

$f_{cicc} = 0.9 \times f_{ckcc}$

R_{Ae} = if ($A_{ce} / A_{sbe} < 5$, A_{ce} / A_{sbe} , 5) = 5.000

A_{ce} / A_{sbe} = 7.332

(R_{Ae} : 전단연결재의 지압면적과 지압을 받는 콘크리트의 면적 비율)

전단연결재의 허용전단력 : $Q_{ae} = f_{jae} \times A_{sbe}$ = 41426 N

3) 전단연결재 배치 간격검토

▶ 최소 간격

dmin = 3.5 × h = 0.067 m (w > h)

3.5 × w = 0.228 m (w ≤ h)

∴ 0.067 m

(w = b_{sbe1} / 2 = 0.065 m , h = t_{sbe1} = 0.019 m)

dmax = min (2 × sh , 0.400 m) = 0.400 m

▶ 배치간격(V_{sp})

$d_{sb} = Q_{ae} / H_{ae}$ = 1.025 m

∴ 전단연결재는 최대값을 적용하여 0.400 m 마다 배치한다.

(2) 중앙부

1) 제원

전단연결재의 폭 : b_{sbc1} = 0.130 m

전단연결재의 두께: t_{sbc1} = 0.019 m

c_{lf} = 0.100 m b_{lfc} = 0.200 m

2) 전단연결재의 내하력 산정

$A_{sbc} = b_{sbc1} \times t_{sbc1} - A_{wc}$ = 0.002 m² , $A_{cc} = b_{lfc} \times c_{lf}$ = 0.02 m²

콘크리트의 허용지압응력 : $f_{jac} = (0.25 + 0.05 \times R_{Ac}) \times f_{cicc}$ = 20.250 MPa

$f_{cicc} = 0.9 \times f_{ckcc}$ = 40.500 MPa

R_{Ac} = if ($A_{cc} / A_{sbc} < 5$, A_{cc} / A_{sbc} , 5) = 5.000

A_{cc} / A_{sbc} = 9.776

(R_{Ae} : 전단연결재의 지압면적과 지압을 받는 콘크리트의 면적 비율)

전단연결재의 허용전단력 : $Q_{ac} = f_{jac} \times A_{sbc}$ = 41426 N

3) 전단연결재 배치 간격검토

▶ 최소 간격

dmin = 3.5 × h = 0.067 m (w > h)

3.5 × w = 0.228 m (w ≤ h)

∴ 0.067 m

($w = b_{sbc1} / 2$ = 0.065 m , $h = t_{sbc1}$ = 0.019 m)

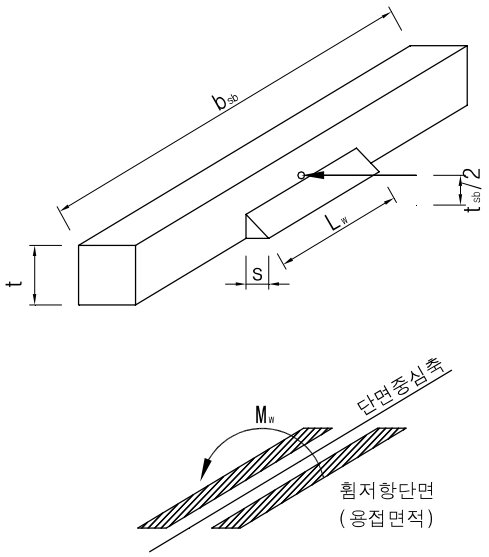
dmax = min (2 × sh , 0.400 m) = 0.400 m

▶ 배치간격

$d_{sb} = Q_{ac} / H_{ac}$ = 0.886 m

∴ 전단연결재는 최대값을 적용하여 0.400 m 마다 배치한다.

15.1.6 전단연결재의 용접길이 산정



(1) 단부

1) 용접제원

용접각장 : s_e = 0.006 m

용접길이 : L_{we1} = 0.100 m

목두께 : $k_e = s_e \times \cos 45^\circ$ = 0.0042 m

용접면적 : $A_{we} = k_e \times L_{we1}$ = 0.0004 ㎡

2) 휨응력 검토

용접부에 작용하는 휨모멘트 : $M_{we} = Q_{ae} \times t_{sbe1} / 2$ = 393.548 N·m

용접부의 단면2차모멘트 :

$I_{we} = 2 \times [(L_{we1} \times k_e^3)/12 + A_{we} \times ((t_{sbe1} + k_e)/2)^2]$ = 115871 mm^4

도심으로부터의 거리 : $y_{we} = t_{sse1} / 2 + k_e$ = 0.014 m

용접부의 허용휨응력 : f_{wa} = 140.000 MPa

용접부에 발생하는 휨응력 : $f_{we} = M_{we} \times y_{we} / I_{we}$ = 46.676 MPa

f_{we} = 46.676 MPa < f_{wa} = 140.000 MPa **O.K**

3) 전단응력 검토

용접부의 허용전단응력 : τ_{wa} = 80.000 MPa

용접부에 작용하는 전단응력 : $\tau_{we} = Q_{ae} / 2A_{we}$ = 48.821 MPa

τ_{we} = 48.821 MPa < τ_{wa} = 80.000 MPa **O.K**

4) 조합응력 검토

조합응력 : $f_{comde} = (f_{we} / f_{wa})^2 + (\tau_{we} / \tau_{wa})^2$ = 0.484

f_{comde} = 0.484 < 1.200 **O.K**

(2) 중앙부

1) 용접제원

용접각장 : s_c = 0.006 m

용접길이 : L_{wc1} = 0.100 m

목두께 : $k_c = s_c \times \cos 45^\circ$ = 0.004 m

용접면적 : $A_{wc} = k_c \times L_{wc1}$ = 0.0004 m^2

2) 휨응력 검토

용접부에 작용하는 휨모멘트 : $M_{wc} = Q_{ac} \times t_{sbc1} / 2$ = 393.548 N·m

용접부의 단면2차모멘트 :

$I_{wc} = 2 \times [(L_{wc1} \times k_c^3)/12 + A_{wc} \times ((t_{sbc1} + k_c)/2)^2]$ = 115871 mm^4

도심으로부터의 거리 : $y_{wc} = t_{sbc1} / 2 + k_c$ = 0.014 m

용접부의 허용휨응력 : f_{wa} = 140.000 Mpa

용접부에 발생하는 휨응력 : $f_{wce} = M_{wc} \times y_{wc} / I_{wc}$ = 46.676 MPa

f_{we} = 46.676 MPa < f_{wa} = 140.000 MPa **O.K**

3) 전단응력 검토

용접부의 허용전단응력 : τ_{wa} = 80.000 MPa

용접부에 작용하는 전단응력 : $\tau_{wc} = Q_{ac} / 2A_{wc}$ = 48.821 MPa

τ_{wc} = 48.821 MPa < τ_{wa} = 80.000 MPa **O.K**

4) 조합응력 검토

조합응력 : $f_{comdc} = (f_{wc} / f_{wa})^2 + (\tau_{wc} / \tau_{wa})^2$ = 0.484 MPa

f_{comdc} = 0.484 MPa < 1.200 MPa **O.K**

15.1.7 전단연결재의 안전도 검사

(1) 단 부 : Q_{ae} = 41426 N < (3 / 5) × f_{ckcc} × A_{sbe} = 55235 N **O.K**

(2) 중 앙 부 : Q_{ac} = 41426 N < (3 / 5) × f_{ckcc} × A_{sbc} = 55235 N **O.K**

15.2 상부플랜지 전단연결재 검토

상부플랜지의 전단연결재는 "바닥판 콘크리의 건조수축에 의한 영향"과 " 합성후 고정하중 + 활하중에 의한 영향 " 가운데 절대값이 큰 값에 대해 계산하였다.

① 합성후하중에 의한 수평전단력

※ 휨모멘트의 부호에 관계없이 바닥판 콘크리트의 단면을 유효로하여 계산한다.

$Sv = V \cdot Qvc / Iv$

$Q = Ac \cdot dvc / n$

Sv : 수평전단력

Iv : 합성단면2차 모멘트

V : 합성후하중에 의한 수직전단력(활하중 포함)

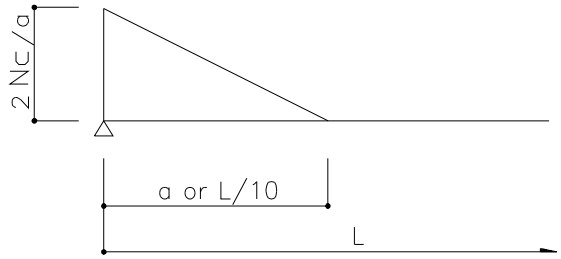
Qvc : 합성단면 중립축에 대한 콘크리트의 단면1차 모멘트

dvc : 합성단면의 도심에서 바닥판콘크리트 도심까지의 거리

※ V_d : 합성후 고정하중에의한 수직전단력 , V_{l+i} : 충격을 포함한 활하중에 의한 수직전단

단 면		$Ac_2/n(mm^2)$	$dvc_2(mm)$	$Qvc(mm^3)$	$Iv_2(mm^4)$	$V_d(kN)$	$V_{l+i}(kN)$	V_d+V_{l+i}	Sv(N/mm)
1	시지점	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	219.6	458.6	678.160	223.558
2	텐던2EA	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	160.7	371.3	531.950	175.359
3	텐던4EA	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	160.7	369.3	530.020	174.723
4	강재변화	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	105.7	297.2	402.930	132.827
5	부재이음	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	105.7	297.2	402.930	132.827
6	지간중앙	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	19.3	158.2	177.470	58.504
7	지간중앙	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	19.3	158.2	177.470	58.504
8	부재이음	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	105.7	297.2	402.930	132.827
9	강재변화	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	105.7	297.2	402.930	132.827
10	텐던4EA	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	160.7	369.3	530.020	174.723
11	텐던2EA	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	160.7	371.3	531.950	175.359
12	종지점	84408.0	891.7	75269036.3	2.28328E+11	219.6	458.6	678.160	223.558

② 건조수축에 의한 수평전단력



L : 단순합성형 → 지간

주형의간격(a) = 2.70 m

L / 10 = 59.00 / 10 = 5.90 m ∴ 전단분포폭(MIN(L/10, a)) : 2.70 m

* 건조수축에 의한 전단력 - 시점부

n_2 = 22.119

Ac = 648000.0 mm^2

As = 84872.0 mm^2

d = 891.7 mm

(강재도심과 바닥판 중심간 거리)

Is = 50160430000.0 mm^4

Ic_2 = 43306670000.0 mm^4

$P2 = Es \cdot \varepsilon s \cdot Ac/n_2$ = 1621538 N

Es = 205000 MPa (강재의 탄성계수)

εs = 0.00027 (콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축율

$$F_2 = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n_2 \cdot As} + \frac{Ac \cdot d^2}{Ic + n_2 \cdot Is}}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{648000.0}{22.1 \times 84872.0} + \frac{648000.0 \times (891.729)^2}{43306670000 + 22.1 \times 50160430000.0}} = 0.313$$

Ncs = P2 · F2 = 1621538.0 × 0.313 = 507541.41 N

Ss = 2 · Ncs / a = 2 × 507541.41 / 2700.00 = 375.957 N/mm

* 온도차에 의한 전단력 - 시점부

n = 7.373

Ac = 648000.0 mm^2

As = 84872.0 mm^2

d = 891.729 mm
(강재도심과 바닥판 중심간 거리)

Is = 50160430000.0 mm^4

Ic = 43306670000.0 mm^4

P1 = Es · α · Δt · Ac/n = 2162051 N

Es = 205000 MPa (강재의 탄성계수)

α = 0.000012 (강재 및 콘크리트의 선팽창계수)

Δt = 10 °C (바닥판 콘크리트와 강재와의 온도차)

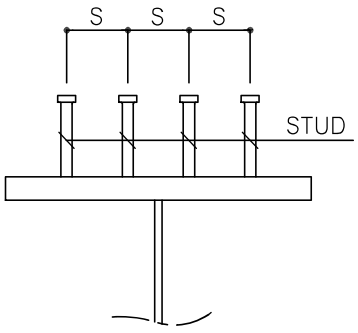
$$F_1 = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n \cdot As} + \frac{Ac \cdot d^2}{Ic + n \cdot Is}}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{648000.0}{7.37 \times 84872.0} + \frac{648000.0 \times (891.729)^2}{43306670000 + 7 \times 50160430000.0}} = 0.305$$

Ncs = P1 · F1 = 2162050.7 × 0.305 = 659425.471 N

St = 2 · Ncs / a = 2 × 659425.471 / 2700 = 488.463 N/mm

③ STUD의 설계



s = 100 mm (s : stud 의 횡방향 최소간격)

d = 25 mm (d : stud 의 직경)

H = 150 mm (h : stud 의 전높이)

* STUD의 허용전단력 (☞ 철.설.교 11.10.6)

H / d = 150 / 25 = 6.000 > 5.5 이고, 모든 경우에 있어서 1 - 0.7 (υmin / υmax) ≤ 1 이므

Qa = 9.5 · d^2 $\sqrt{fck}$ = 9.5 × (25)^2 × $\sqrt{27}$ = 30852.2 N/본

stud 4 본 사용 : Qa' = 4 × 30852.2 = 123408.8 N

* STUD의 배치간격

d_o = Qa' / S　　(S : 수평전단력)

④ 하중조합 및 STUD 의 배치

절점	하 중 조 합 (N/mm)					소요간격	배치간격	비 고	
	Sv	Ss	St	Sv+St	Ss+St	do=Qa'/S			
1	223.558	375.957	488.463	712.021	864.420	143 mm	100 mm	O.K	시지점
2	175.359	0.000	0.000	175.359	0.000	704 mm	300 mm	O.K	텐던2EA
3	174.723	0.000	0.000	174.723	0.000	706 mm	300 mm	O.K	텐던4EA
4	132.827	0.000	0.000	132.827	0.000	929 mm	600 mm	O.K	강재변화
5	132.827	0.000	0.000	132.827	0.000	929 mm	600 mm	O.K	지간중앙
6	58.504	0.000	0.000	58.504	0.000	2109 mm	600 mm	O.K	
7	58.504	0.000	0.000	58.504	0.000	2109 mm	600 mm	O.K	
8	132.827	0.000	0.000	132.827	0.000	929 mm	600 mm	O.K	
9	132.827	0.000	0.000	132.827	0.000	929 mm	600 mm	O.K	강재변화
10	174.723	0.000	0.000	174.723	0.000	706 mm	300 mm	O.K	텐던4EA
11	175.359	0.000	0.000	175.359	0.000	704 mm	300 mm	O.K	텐던2EA
12	223.558	375.957	488.463	712.021	864.420	143 mm	100 mm	O.K	종지점

* STUD 배치 간격 검토

stud의 최대간격

스터드의 최대 중심간격은 주거더 방향에 있어서 600mm 이하로 한다 ⇒ 600 mm 사용 **O.K**

stud의 최소간격

교축방향 : 5·d = 125 mm or 100 mm ⇒ 100 mm 사용 **O.K**

교축직각방향 : d + 30 = 55 mm ⇒ 100 mm 사용 **O.K**

최소연단순간격 : 25 mm < 100.0 - 25 / 2 = 87.5 mm **O.K**

16. 상세부 검토

16.1 지점단면의 전단응력 검토 (MECHANICS OF MATERIALS, 4th EDITION, p.345)

16.1.1 평균 전단응력

$\tau_{ave} = V_{max} / A_W =$ 23.560 MPa

$\tau_{ave} =$ 23.560 MPa < 125.000 MPa **O.K**

16.1.2 보 이론

(1) 전단력(V_{max} , 최대반력) $V_{max} =$ 1759260 N

(2) 중립축에 대한 단면2차모멘트(I) $I_{yyc4e} =$ 0.2181 m^4

(3) 중립축에 대한 단면1차모멘트(Q) $Q_{st1} =$ 0.0056 m^3

$\tau_{max} = (V_{max} \times Q_{st1}) / (I_{yyc4e} \times t_w) =$ 2.391 MPa

$\tau_{ave} =$ 2.391 MPa < 125.000 MPa **O.K**

16.2 피로 검토

16.2.1 피로응력 검토 개요 (도로교설계기준, 2010, p.3-22)

강재의 피로응력 검토는 반복하중을 받는 부재의 응력 범위를 규제하여 검토함.

16.2.2 하중 반복 횟수 : 트럭하중 200만회 이상

16.2.3 응력 범주(다재하경로구조)

(1) B급 : 응력 방향과 평행하게 연속완전용입홈용접 또는 연속 필렛용접으로 접합된 부착물이 없는 부재의 모재와 용접금속

(2) F급 : 필렛용접 목부에 작용하는 전단응력

(3) C급 : 연결부재의 변화부가 없거나 1:2.5이하인 변화부 경사를 갖는 완전홈용입용접된 이음부나 인접부의 모재와 용접금속

16.2.4 허용 피로응력

부 재	응 력 범 주	허용피로응력 (MPa)
상하플랜지와 복부판 이음	B	112
거더이음판 이음	F	56
단면변화부 플랜지판 이음	B	112
거더이음부 플랜지판 이음	C	70

16.2.5 피로응력 검토

(1) 상하플랜지와 복부판의 필렛이음부

1) 최대활하중 작용시 강형중앙부 응력 : F_{Imaxst} = 15.897 MPa

F_{Imaxst} = 15.897 MPa < 112.000 MPa **O.K**

(2) 거더 이음판의 필렛이음부

1) 최대활하중 작용시 최대전단력 : V_{Lmax} = 490963 N

2) 중립축에 대한 단면2차모멘트 (I) : I_{yystc} = 0.0502 m^4

3) 중립축에 대한 단면1차모멘트 (Q) : Q_{st1} = 0.0056 m^3

$\tau_{max} = (V_{Lmax} \times Q_{st1}) / (I_{yyc4c} \times t_w)$ = 2.901 MPa

τ_{max} = 2.901 MPa < 56.000 MPa **O.K**

(3) 단면변화부 플랜지판의 완전홈용입용접부

1) 최대활하중 작용시 전단력 : V_{Lmax} = 297240 N

2) 중립축에 대한 단면2차모멘트 (I) : I_{yystc} = 0.0502 m^4

3) 중립축에 대한 단면1차모멘트 (Q) : Q_{st1} = 0.0056 m^3

$\tau_{max} = (V_{Lmax} \times Q_{st1}) / (I_{yyc4c} \times t_w)$ = 1.756 MPa

τ_{max} = 1.756 MPa < 112.000 MPa **O.K**

(4) 거더이음부 플랜지판의 완전홍용입용접부

1) 최대활하중 작용시 전단력 : V_{Lmax} = 297240 N

2) 중립축에 대한 단면2차모멘트 (I) : I_{yystc} = 0.0502 m^4

3) 중립축에 대한 단면1차모멘트 (Q) : Q_{st1} = 0.0056 m^3

$\tau_{max} = (V_{Lmax} \times Q_{st1}) / (I_{yyc4c} \times t_w)$ = 1.756 MPa

τ_{max} = 1.756 MPa < 70.000 MPa **O.K**

16.3 부재접합의 설계

17.3.1 플랜지의 접합이음 (합성단면 1 적용 : 프리스트레싱 직후)

(1) 상부플랜지

$y_{sfu} = z_{c1stuc} - t_{uf} / 2 =$ 1.199 m

$e_{pE} = z_{c1ccIc} + s_{hzc} =$ -0.910 m

$M_{Piuf} = P_i \times e_{pE} =$ -2364739 N · m

$F_{sfu} = M_{Piuf} \times y_{sfu} / I_{yystc} =$ -56.548 MPa

$A_{fue} = b_{ufem} \times t_{uf} =$ 0.0308 ㎡

$P_{su} = F_{sfu} \times A_{fue} =$ -1741677 N

$a_{uf} = t_{uf} =$ 0.044 m (용접 목두께)

$I_{uf} = b_{ufem} =$ 0.700 m (용접 길이)

1) 용접부 응력(Fw)

$F_{wuf} = P_{su} / (a_{uf} \times I_{uf}) =$ -56.548 MPa

$F_{wuf} =$ -56.548 MPa $\geq -f_{aist} =$ -268.500 MPa **O.K**

(2) 하부플랜지

$y_{sfI} = z_{c1stIc} - t_{If} / 2 =$ -0.953 m

$M_{PiIf} = P_i \times e_{pE} =$ -2364739 N · m

$F_{sfI} = M_{PiIf} \times y_{sfI} / I_{yystc} =$ 44.905 MPa

$A_{fI} = b_{Ifc} \times t_{If} =$ 0.006 ㎡

$P_{sI} = F_{sfI} \times A_{fI} =$ 251468 N

$a_{If} = t_{If} =$ 0.028 m (용접 목두께)

$I_{If} = b_{Ifc} =$ 0.200 m (용접 길이)

1) 용접부 응력(Fw)

$F_{wIf} = P_{sI} / a_{If} \times I_{If} =$ 44.905 MPa

$F_{wIf} =$ 44.905 MPa $< f_{aist} =$ 268.500 MPa **O.K**

16.3.2 복부판의 접합이음

(1) 접합면에 발생하는 최대전단력

1) 전단력	V_{max} =	1759260	N
2) 용접판의 높이	$H_{weld} = h_{wj} - 0.180$ =	1.908	m
3) 다리길이	s_w =	0.007	m
4) 용접목두께	$a_w = s_w / \sqrt{2}$ =	0.005	m
5) 용접길이	$l_w = 4 \times H_{weld}$ =	7.632	m

(2) 접합면에 발생하는 전단응력

$\tau_{sw} = V_{max} / a_w \times l_w$ = 46.570 MPa

$\tau_{sa} = 0.9 \times f_{aist} / \sqrt{3}$ = 139.517 MPa

τ_{sw} = 46.570 MPa < τ_{sa} = 139.517 MPa **O.K**

16.3.3 상하부 플랜지와 복부와의 용접연결 (도로교설계기준, 2010, p.3-54)

강재단면에 최대의 전단응력이 발생하는 케이싱 콘크리트 가설시의 전단력(V1)에 대해 검토

(1) 복부와 상부플랜지의 필렛용접

$Q_{sfwu} = b_{ufem} \times t_{uf} \times |y_{sfu}| =$ 0.037 m^3

$f_{sfwu} = V1 \times Q_{sfwu} / I_{yystc} =$ 800708 N/m

- 다리길이 검토

s = 0.01 m (용접부다리길이)

$t_w =$ 0.019 m ≥ s = 0.010 m **O.K**

s = 0.010 m ≥ $\sqrt{(2 \times t_{uf})}$ = 0.009 m **O.K**

- 용접면에 발생하는 전단응력 검토

$\tau_{sfwu} = f_{sfwu} / (2 \times s / \sqrt{2}) =$ 56.619 MPa

$\tau_{sfwu} =$ 56.619 m < $\tau_{sa} =$ 139.517 m **O.K**

(2) 하부플랜지와 복부의 필렛용

$Q_{sfwl} = b_{lfe} \times t_{lf} \times |y_{sfl}| =$ 0.004 m^3

$f_{sfwl} = V1 \times Q_{sfwl} / I_{yystc} =$ 86706 N/m

- 다리길이 검토

s = 0.01 m (용접부다리길이)

$t_w =$ 0.019 m ≥ s = 0.010 m **O.K**

s = 0.010 m ≥ $\sqrt{(2 \times t_{lf})}$ = 0.007 m **O.K**

- 용접면에 발생하는 전단응력 검토

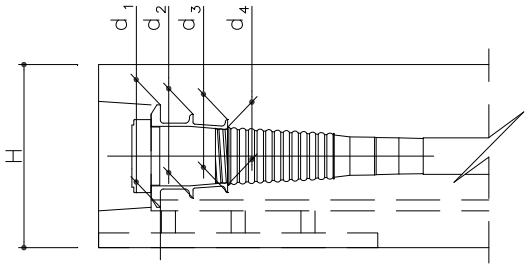
$\tau_{sfwl} = f_{sfwl} / (2 \times s / \sqrt{2}) =$ 6.131 MPa

$\tau_{sfwl} =$ 6.131 m < $\tau_{sa} =$ 139.517 m **O.K**

16.4 정착부의 설계

16.4.1 설계조건

- 정착구의 제원 (텐던 가닥수 : 15 EA)



H = 0.420 m

d_1 = 0.250 m

d_2 = 0.210 m

d_3 = 0.180 m

d_4 = 0.130 m

16.4.2 지압응력에 대한 검토 (도로교설계기준, 2010, p.4-120)

(1) 인장 정착부

1) 긴장 직 후

- 허용 지압응력

$A_b = (\pi \times d_1^2) / 4 =$ 0.049 ㎡ (정착판의 단면적)

$A_{b1} = (\pi \times H^2) / 4 =$ 0.139 ㎡ (정착판의 닮은 꼴 단면적)

$A_{be} = (\pi \times d_1^2) / 4 + (\pi \times d_2^2) / 4 + (\pi \times d_3^2) / 4 - 3 \times (\pi \times d_4^2) / 4 =$

0.069 ㎡ (정착판의 유효 단면적)

$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(A_{b1} / A_b)} - 0.2 =$ 52.720 ㎡ (정착판의 단면적)

$f_{ap1} = \min(f_{api} , 1.1 \times f_{ci}) =$ 49.500 MPa

($1.1 \times f_{ci}$ = 49.500 MPa)

- 작용 지압응력

$f_{ap1} = P_i / A_{be} =$ 37.491 MPa ≤ f_{ap1} = 49.500 MPa **O.K**

(P_i (초기긴장력) 2600000 N → 6.7 프리스트레스 도입 참조)

2) 즉시손실 발생 후

- 허용 지압응력

$f_{ape} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_{b1} / A_b)} =$ 37.800 MPa

$f_{ap2} = \min(f_{ape} , 0.9 \times f_{ck}) =$ 37.800 MPa

($0.9 \times f_{ck}$ = 40.500 MPa)

- 작용 지압응력

$f_{be} = P_{n1} / A_{be} =$ 34.996 MPa

(순긴장력 P_{n1} = 2426982 N → 6.7 프리스트레스 도입 참조)

16.4.3 파열력에 대한 검토 (도로교설계기준, 2010, p.4-137, p.4-144)

(1) 인장 정착부

1) 파열력 산정

$T_{bursth} = 0.25 \times \Sigma P \times (1- 2 \times a / h_h) + 0.5 \times \Sigma P \times \sin \alpha =$ 650000 N

$T_{burstv} = 0.25 \times \Sigma P \times (1 - a / h_v) + 0.5 \times \Sigma P \times \sin \alpha =$ 526190 N

$T_{burst} = \max(T_{bursth} , T_{burstv}) =$ 650000 N

여기서, $a =$ 0.250 m (정착판의 일변길이)

$h = h_h =$ 1.000 m , $h_v =$ 0.420 m

(정착단면의 높이 (h_h : 수평방향, h_v : 수직방향))

$\alpha =$ 0.000 ° (텐던과 거더 중심축이 이루는 각)

$e_b =$ 0.000 m (정착장치의 편심거리)

$\Sigma P =$ 5200000 N ($2 \times P_i$)

2) 보강 철근량 산정

$d_{bursth} = 0.5 \times (h_h / 2 - 2 \times e_b) + 5 \times e_b \times \sin \alpha =$ 0.250 m

$d_{burstv} = 0.5 \times (h_v - 2 \times e_b) + 5 \times e_b \times \sin \alpha =$ 0.210 m

$d_{burst} = \max(d_{bursth} , d_{burstv}) =$ 0.250 m

- 보강철근은 0.6fy이하의 응력을 받도록 설계하고 0.625 m ($2.5 d_{burst}$) 이상 보강배치한다.

$0.6 \times f_y \times A_s = T_{burst}$

$A_{sreq} = T_{burst} / 0.6 \times f_y =$ 2708.333 ㎟

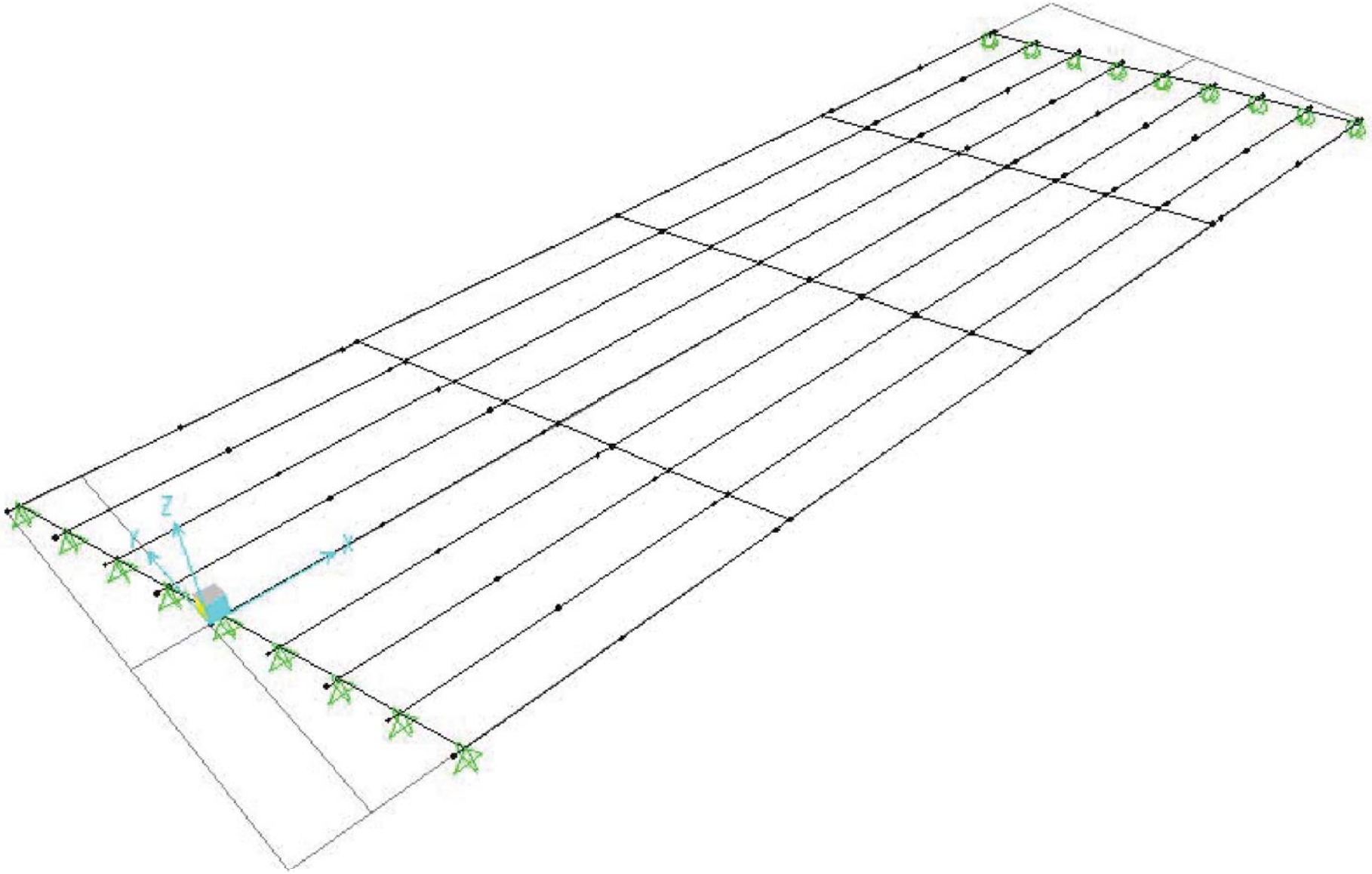
최대배치간격 = min (12 db , 300 mm) = 192 mm

1.200 m 구간을 H16- 0.06 m 간격으로 보강

(N = 20 EA , 1.200 m > 0.625 m ($2.5 d_{burst}$))

$A_{uses} = N \times A_{db} =$ 3972.000 ㎟ > $A_{sreq} =$ 2708.333 ㎟ **O.K**

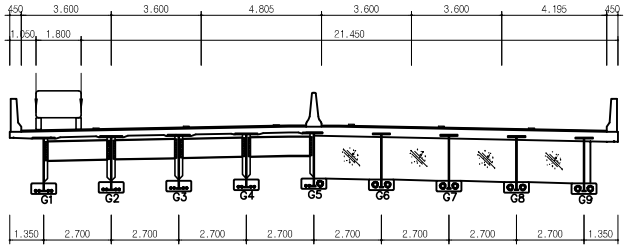
16. 3D 모델링



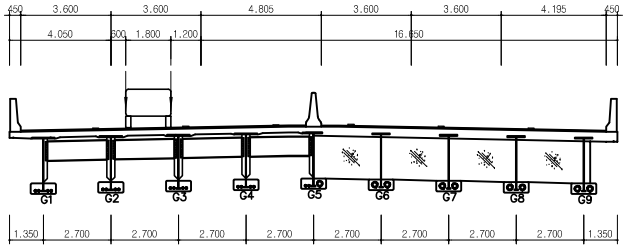
17. 활하중 재하도

(1) DB하중

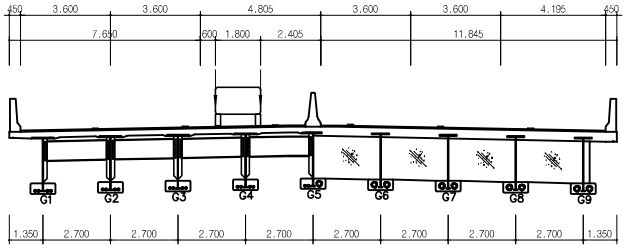
DB1



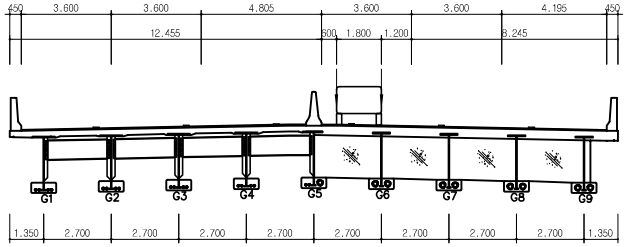
DB2



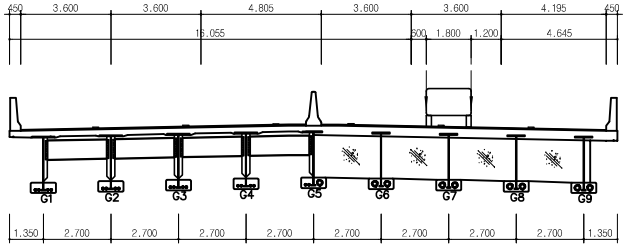
DB3



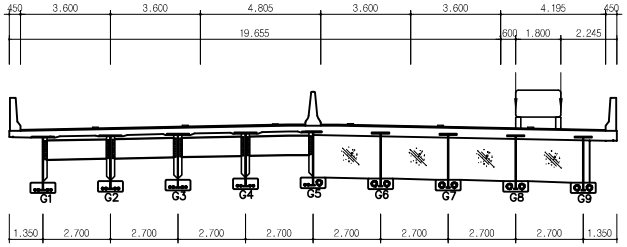
DB4



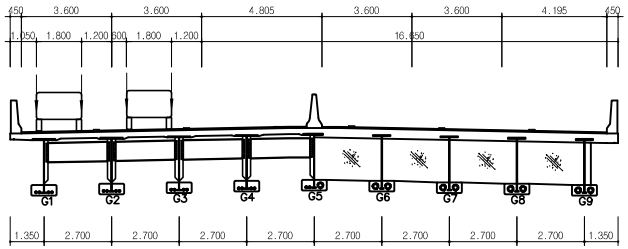
DB5



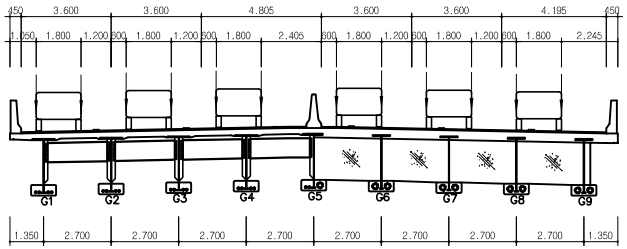
DB6



DB12 = DB1 + DB2

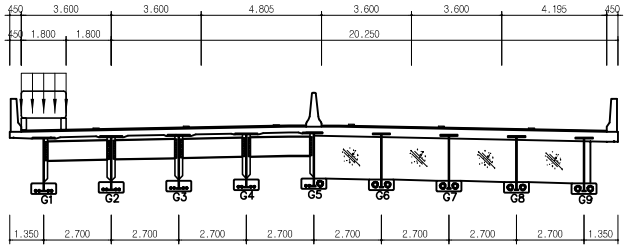


DB123456 = DB1+DB2+DB3+DB4+DB5+DB6

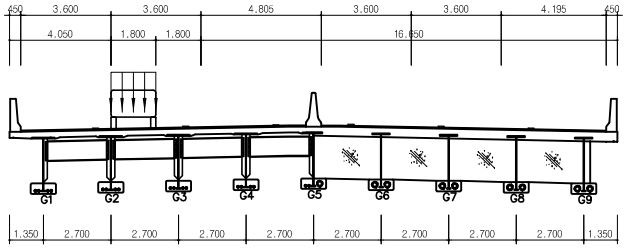


(2) DL하중

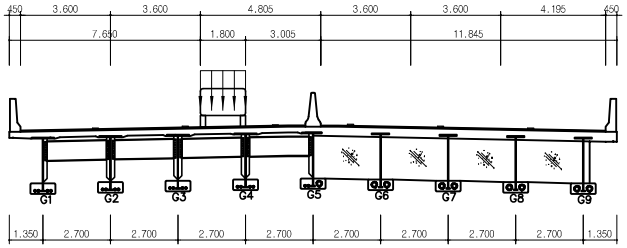
DL1



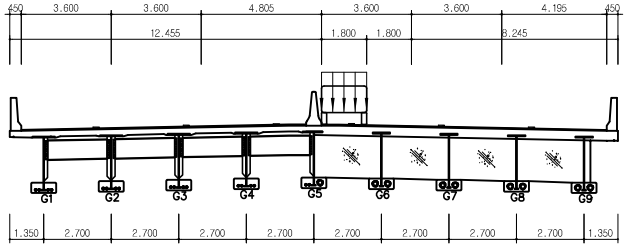
DL2



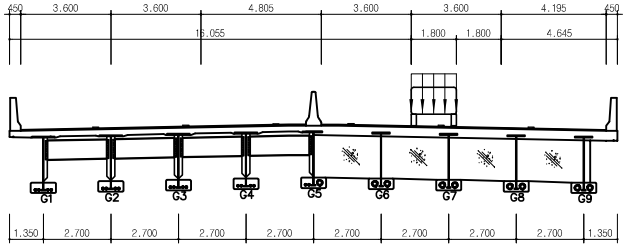
DL3



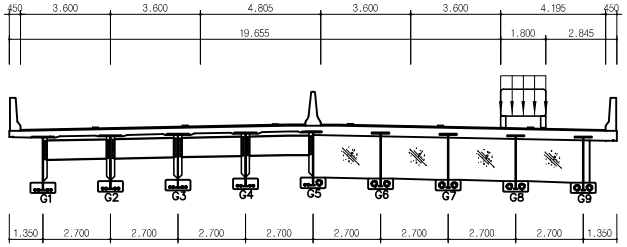
DL4



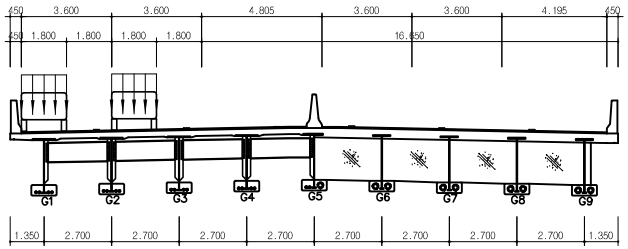
DL5



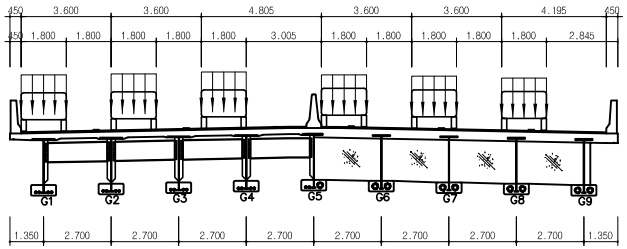
DL6



DB12 = DB1 + DB2



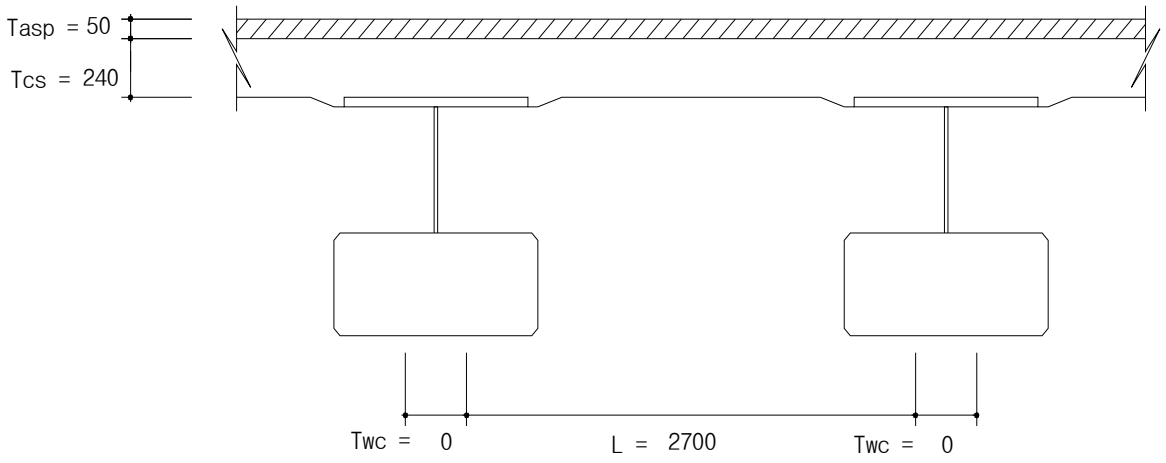
DB123456 = DB1+DB2+DB3+DB4+DB5+DB6



16. 바닥판의 설계

16.1. 중앙지간부

16.1.1 단면치수



16.1.2 바닥판의 두께 검토

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

L = 2.700 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 211.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- **O.K**

16.1.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m	=	6 kN/m
포 장	:	Wc × Tcs × 1m	=	1.15 kN/m
기 타	:			
합계(WD)	:			7.15 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 = 5.212\ kN \cdot m$

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

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.351 > 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)·(2.7 + 0.6)·96 / 9.6 = 42.900 kN·m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 34.320 kN·m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 80.564 kN·m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 39.532 kN·m

16.1.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 80564000.0 (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 = 1324.000 × 400.000 = 529600.000

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

T = C 이므로, a = 23.076 mm , c = 23.076 / β1

= 23.076 / 0.85 = 19.615 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 19.615) / 19.615

= 0.0276

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 - 80564000.0 = 0 에서

As(req) = 1253.197 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k_1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1253.197

② As(min) = 700.000 ∴ As = 1253.197 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1670.929

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 150 = 1324.000

∑ = 1324.000 mm^2 (N = 6.667) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 84.838 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 23.076 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 84.838 kN · m > Mu = 80.564 kN · m ---------- O.K

16.1.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.85)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 2.7 × 1000 / 28 = 96.429 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96.429mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.84)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

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

Mmax = Mnet = 39.532 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00662

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.277

$j = 1 - (k / 3) =$ 0.908

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 164.416 MPa

Fsmax (=164.416MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.134)

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

= ## × (## / 164.42) - 3 × 32.00 = 398.968 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 164.42) = 383.174 mm

Sa는 작은 값인 383.174 mm 를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 383.174 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.92)

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 34.320 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 142.74 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

16.1.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.3-72 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2012, p.119)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 839.642 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

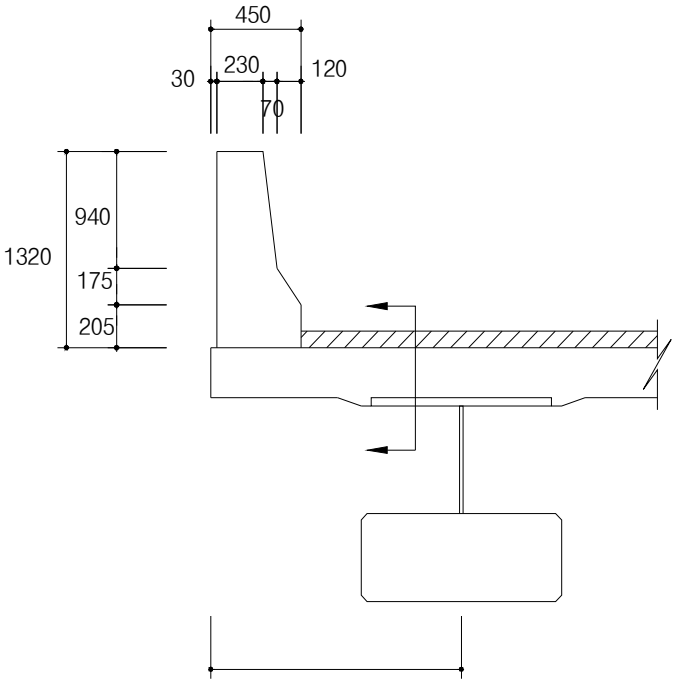
max (Ar_req , At_req) = 839.642 mm^2

H 16 @ 200 = 993.000

993.000 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

16.2 캔틸레버 부

16.2.1 단면치수



16.2.2 바닥판의 두께 검토

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

L = 0.400 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L > 0.25 m

Tmin = 80 × L + 230 = 262.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 280.500 mm > Tmin = 262.000 mm ---------- **O.K**

16.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.398	25.000	9.950	0.962	9.572
바닥판	0.323	25.000	8.075	0.575	4.643
헌 치	0.000	25.000	0.000	0.000	0.000
포 장	0.035	23.000	0.805	0.350	0.282
기 타			1.000	0.145	0.145
합 계			19.830		14.642

(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 = 1.460 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 / 1.460) · 0.400 ·(1 + 0.300) = 34.192 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 = 1.320 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.320 = 13.200 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	1.500	1500	2.970
활하중 비재하시	3.000	825	3.268

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-21)

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

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0° 로서 직교로 설계한다.

(6) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	14.642	
2	활하중	Ml	34.192	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.268	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(7) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

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

② 사용하중 - 사용성 검토시

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

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	92.547	48.834	
Case 2	23.283	17.910	
Case 3	65.414	51.804	
Case 4	63.484	48.834	
Case 5	62.898	51.804	
Case 6	93.817	72.167	
Case 7	49.492	41.243	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	93.817	
사 용 하 중	72.167	

16.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 93816815.1 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 280.50 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 220.50 (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 = 2168.667 × 400.000 = 867466.667

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

T = C 이므로, a = 37.798 mm , c = 37.798 / β1

= 37.798 / 0.85 = 32.128 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (220.500 - 32.128) / 32.128

= 0.0176

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 + 74970 As - 93816815.1 = 0 에서

As(req) = 1320.285 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0060

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k_1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1320.285

② As(min) = 771.750 ∴ As = 1320.285 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1760.380

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 150 = 1324.000

② H 13 @ 150 = 844.667

∑ = 2168.667 mm^2 (N = 13.333) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 148.650 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 37.798 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 148.650 kN · m > Mu = 93.817 kN · m ---------- O.K

16.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.85)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 1.15 × 1000 / 10 = 115 mm

Tcan (280.5mm) > Tmin (115mm) ---------- **처짐검토 불필요**

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.84)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

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

Mmax = Mnet = 72.167 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00984

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.326

j = 1 - (k / 3) = 0.891

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 169.296 MPa

Fsmax (=169.296 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- **O.K**

2) 철근의 최대 중심간격 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.134)

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 / 169.3) - 3 × 52.00 = 335.162 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 169.3) = 372.129 mm

여기서 Kcr값은 건조환경에 노출되는 경우는 280, 그외 환경(습윤 외)에 노출되는 경우는 210 적용

Sa는 작은 값인 335.162 mm 를 적용

S = 75 mm ≤ Sa (= 335.162 mm) ---------- **O.K**

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2012, p.92)

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 34.192 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 80.211 MPa < 150 MPa ---------- **검토 불필요**

16.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.3-72 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2012, p.119)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 884.591 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 441.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 884.591 mm^2

H 16 @ 200 = 993.000 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

16.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	14.642	
2	활하중	Ml	34.192	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.268	활하중 비재하시

2) 하중조합 (도로교설계기준, 2010, p.4-163)

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			166.059	
Case 2	1.3		1.3		49.368	
Case 3	1.3	2.6		0.65	109.864	
Case 4	1.3	2.6	1.3		138.266	
Case 5	1.2		1.2	1.2	49.492	
적 용					**166.059**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 166059257.5 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 280.50 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 220.50 (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 = 2648.000 × 400.000 = 1059200.000

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

T = C 이므로, a = 46.153 mm , c = 46.153 / β1

= 46.153 / 0.85 = 39.230 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (220.500 - 39.230) / 39.230

= 0.0139

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 + 74970 As - 166059257.5 = 0 에서

As(req) = 2452.782 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0111

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k_1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 2452.782

② As(min) = 771.750

③ 4/3×As = 3270.376

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2640.570

∴ As = 2640.57 mm^2 이상 사용

(도로교설계기준, 2010, p.4-163)

3) 사용 철근량

① H 16 @ 150 = 1324.000

② H 16 @ 150 = 1324.000

∑ = 2648.000 mm^2 (N = 13.333) ---------- O.K

4) 설계휨강도

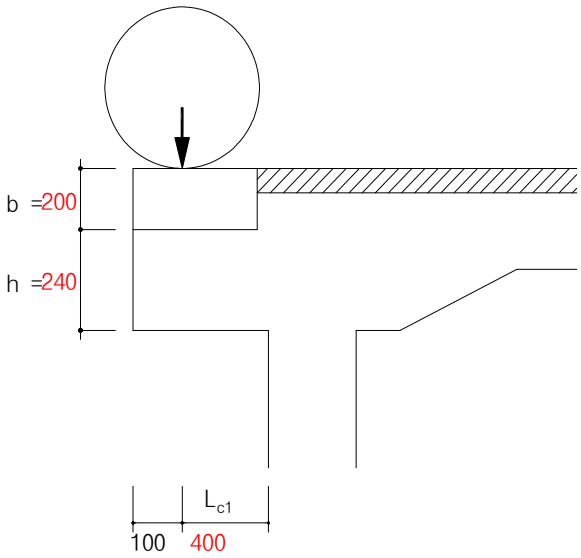
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 177.745 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 46.153 mm

∴ ϕ_f · Mn = 177.745 kN · m > Mu = 166.059 kN · m ---------- O.K

16.3. 슬래브 단부 설계

16.3.1 단면치수



16.3.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_S = 0.240 + 0.200 = 0.440 m

L_C = 0.1 + 0.400 = 0.500 m

Wd = 0.440 x 25 = 11.000 kN/m^2

MD = Wd × L_C^2 / 2 = 1.375 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{C1}) = 0.034 ≤ 0.300 ∴ i = 0.034

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.400 + 0.98 = 1.120 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 44.571 kN · m

(3) 하중조합

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

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 97.616 kN · m

16.3.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 97616071.4 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 390.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 330.00 (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 × (330.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0381

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 + 112200 As - 97616071.4 = 0 에서

As(req) = 890.983 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0027

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k_1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 890.983

② As(min) = 1155.000 ∴ As = 1155 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1187.977

(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

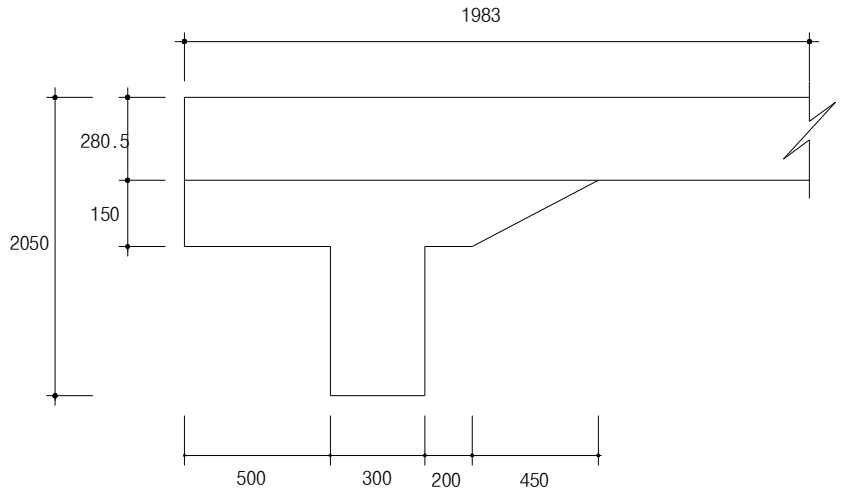
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 174.655 kN · m

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

∴ ϕ_f · Mn = 174.655 kN · m > Mu = 97.616 kN · m ---------- O.K

16.4 단부 가로보부

16.4.1 단면치수



Lcr = 2700 mm

포장두께 = 50 mm

▶ 가로보의 유효폭

Bce = 6 X Tcs + Bw_cro = 1.98 m

λ = (N - 1) / 6 X C = 3.60 m

2λ + bo = 8.65 m

∴ Bce = 1.98 m

16.4.2 작용하중의 계산 (단순계산법 사용)

(1) 고정하중(WD)

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)
바닥판	0.556	25.000	13.906
포 장	0.099	23.000	2.280
가로보	0.486	25.000	12.146
헌 치	0.184	25.000	4.594
기 타1			0.000
기 타2			0.000
합 계			32.926

(2) 활하중

Pr = 96 kN

(3) 충격계수

i = 15 / (40 + Lcr) = 0.351 > 0.3 ∴ i = 0.300

여기서, Lcr : 가로보의 유효지간 (m)

16.4.3 가로보의 단면력 계산

(1) 휨모멘트

MD = W · D × L_{cr}^2 / 8 = 30.004 kN · m

ML = (1 + i) · Pr · Lcr / 4 = 84.240 kN · m

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 220.121 kN · m

(2) 전단력

VD = W · D × Lcr / 2 = 44.450 kN

VL = (1 + i) · Pr / 2 = 62.400 kN

Vu = 1.3VD + 2.15VL = 191.946 kN

16.4.4 가로보의 단면 검토

(1) 휨철근량 계산

1) 소요철근량

b = Bw_cro = 300 mm , d = 1980 mm 인 직사각형보로 설계

Ru = Mu / (b · d^2) = 0.187 MPa

ρreq = 0.85 · (Fck / Fy) · [1 - √{1 - 2 · Ru/(0.85 · ϕ · Fck)}] = 0.00055

ρmin = max(1.4 / Fy, 0.25√(Fck) / Fy) = 0.00350

ρb = 0.85 · β1 · (Fck / Fy) · {600 / (600 + Fy)} = 0.02926

ρmax = 0.714 · ρb = 0.02089

As_req = ρreq · b · d = 328.561 mm^2

As_min = ρmin · b · d = 2079.000 mm^2

(4/3)As_req = 438.082 mm^2

∴ As = 438.082 mm^2 이상 사용

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 438.082 × 400.000 = 175232.673

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300.000 = 6885.000 × a

T = C 이므로, a = 25.451 mm , c = 25.451 / β1

= 25.451 / 0.85 = 21.634 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (1980.000 - 21.634) / 21.634

= 0.2716

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

2) 사용철근량

▶ N (H25) = 1 개이상 사용 ∑ = 506.70 mm^2

(2) 전단력 검토

1) 콘크리트의 공칭전단강도

Φ_s = 0.8

Vc = 1/6 · √(Fck) · b · d = 514419.1 N

(Φs/2) · Vc = 205767.64 N

Vu = 191945.55 N

Φs · Vc = 411535.27 N

Φs · Vc < Vu ---------- **전단철근량 계산 필요**

2) 전단철근

① 전단철근: H16 - 2 개 사용 Av = 397.2 ㎟

② 전단철근 간격:

d/2 = 990 mm

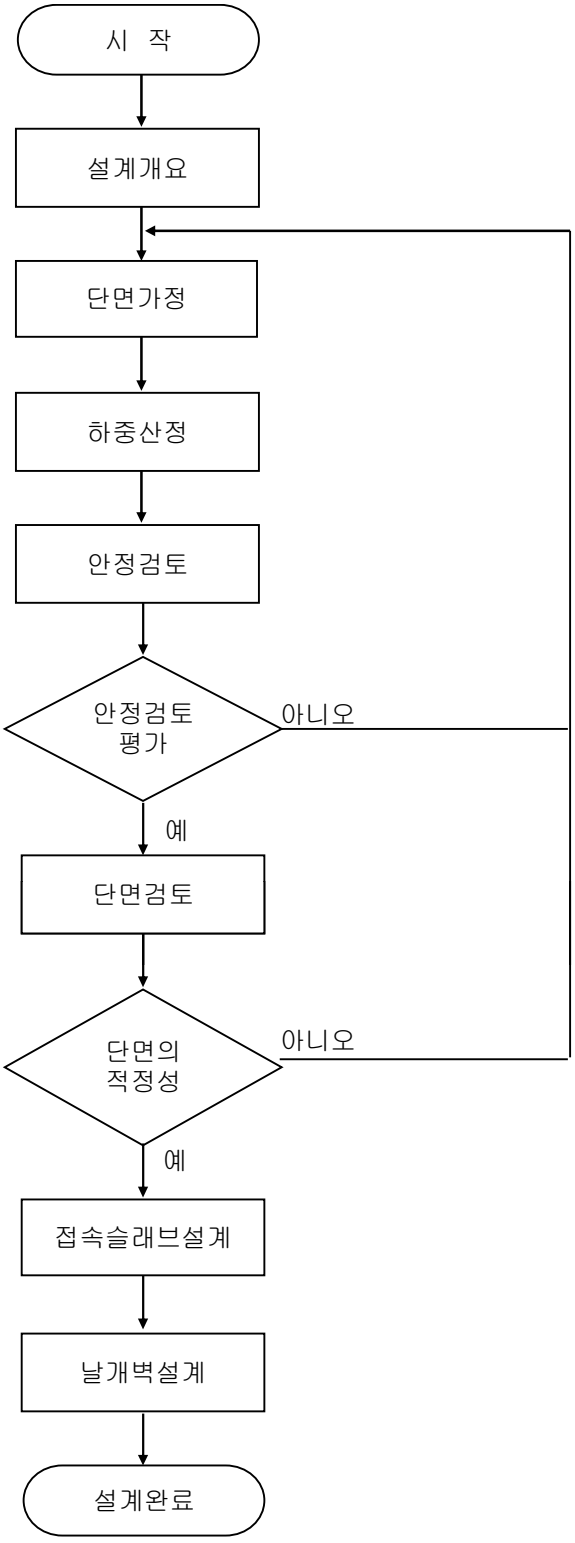
s = 300 mm ≤ smax(= 300mm) ---------- **O.K**

③ 전단철근량 검토 :

0.0015bs = 135 ㎟ ≤ 397.2 ㎟ ---------- **O.K**

시점 교대

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
평가
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

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	7268.563	1757.415	O.K
	활동에 대한 안정	963.251	422.974	O.K
	지지력에 대한 안정	1000	499.768	O.K
지진시	전도에 대한 안정	8218.765	4152.373	O.K
	활동에 대한 안정	940.451	573.089	O.K
	지지력에 대한 안정	1500	741.016	O.K

■ 단면 휨 설계

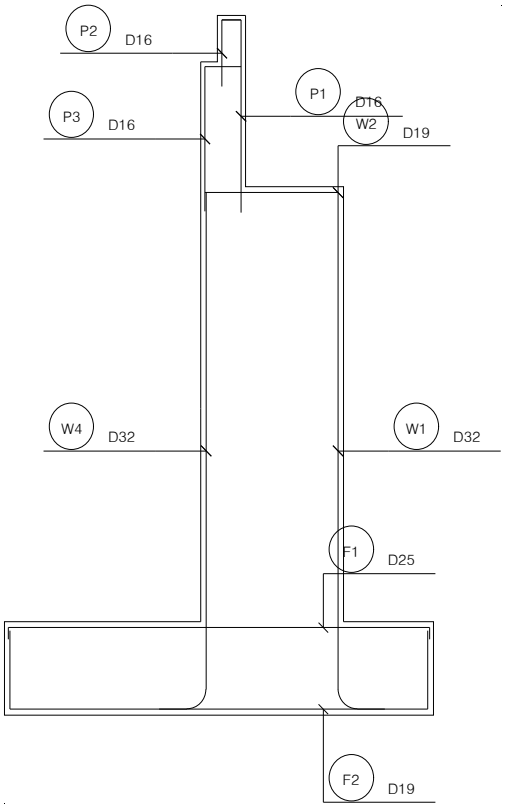
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1600	100	1929.83	2292	731.178	866.84	1.186	O.K
후면저판		1600	100	3715.06	4053.6	1395.134	1519.693	1.089	O.K
벽체 (H=10.403)		2550	100	4216.27	6353.6	2600.784	3893.721	1.497	O.K
흉벽		800	80	889.919	1588.8	161.904	286.971	1.772	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	298.954	1588.8	28.039	145.17	5.177	O.K
	A(T=600 mm)	600	80	2948.57	4053.6	374.678	506.698	1.352	O.K
	화부(T=450	450	80	1705.27	4053.6	155.44	351.648	2.262	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2518.28	3096.8	322.033	392.654	1.219	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	3545.57	4053.6	446.572	506.698	1.135	O.K
우측날개벽	A(T=600 mm)	600	80	2697.85	3096.8	344.088	392.654	1.141	O.K
	화부(T=450	450	80	1226.98	3096.8	112.943	274.202	2.428	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2418.7	3096.8	309.751	392.654	1.268	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	3301	4053.6	417.281	506.698	1.214	O.K

■ 사용성 검토

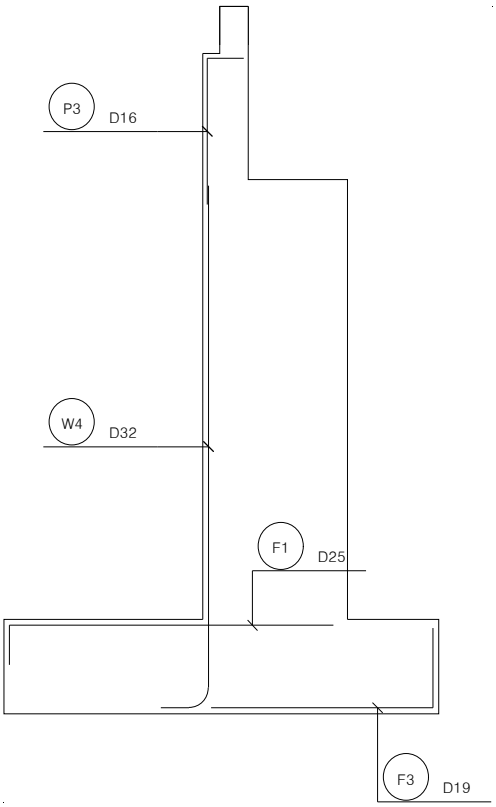
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		141.718	150	125	329.433	O.K
후면저판		103.342	150	125	543.285	O.K
벽체 (H=10.403)		62.897	150	125	1001.64	O.K
흉벽		87.976	150	125	715.134	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	30.244	150	125	2083.053	O.K
	A(T=600 mm)	115.335	150	125	514.045	O.K
	화부(T=450	68.304	150	125	922.352	O.K
	B(T=600 mm)	128.331	150	125	441.148	O.K
	C(T=600 mm)	137.465	150	125	404.123	O.K
우측날개벽	A(T=600 mm)	137.12	150	125	401.813	O.K
	화부(T=450	64.156	150	125	981.981	O.K
	B(T=600 mm)	123.437	150	125	465.479	O.K
	C(T=600 mm)	128.449	150	125	444.335	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

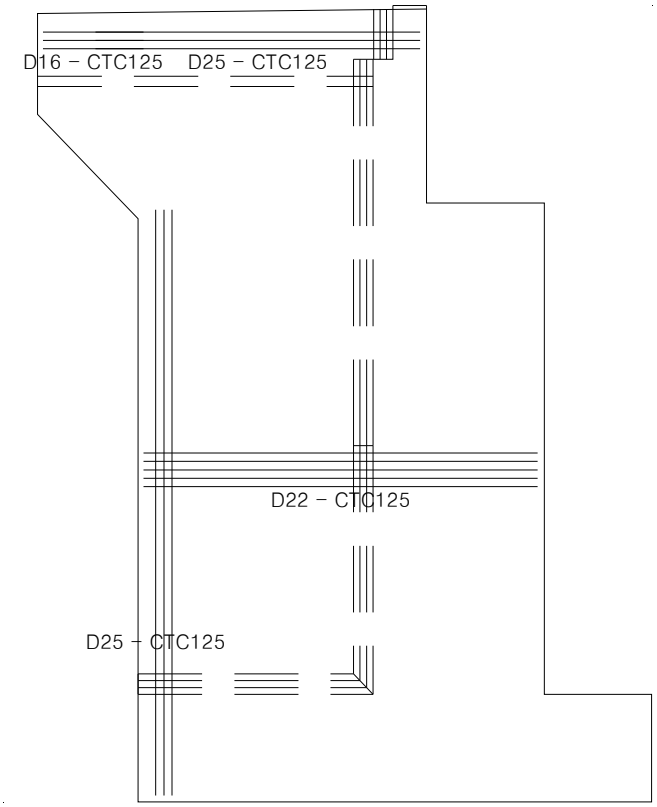


- ② Cycle (CTC = 250)

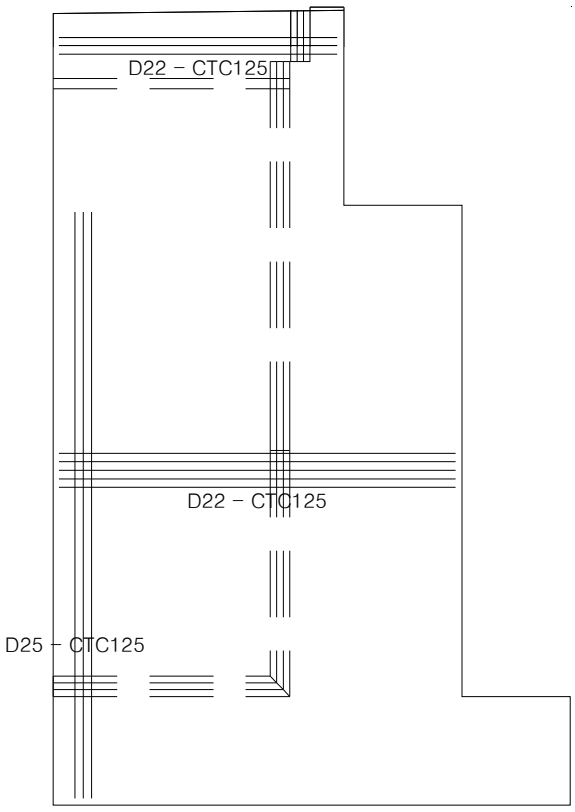


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : PRECOM GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 25.157 m
(5) 교 대 총높이 : H = 12.003 m
(6) 기 초 형 식 : MASS 기초
(7) SKEW : 105.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 454.925 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 141.869 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 42.386 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 1000.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.600 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0 : 암과 콘크리트
(7) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

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

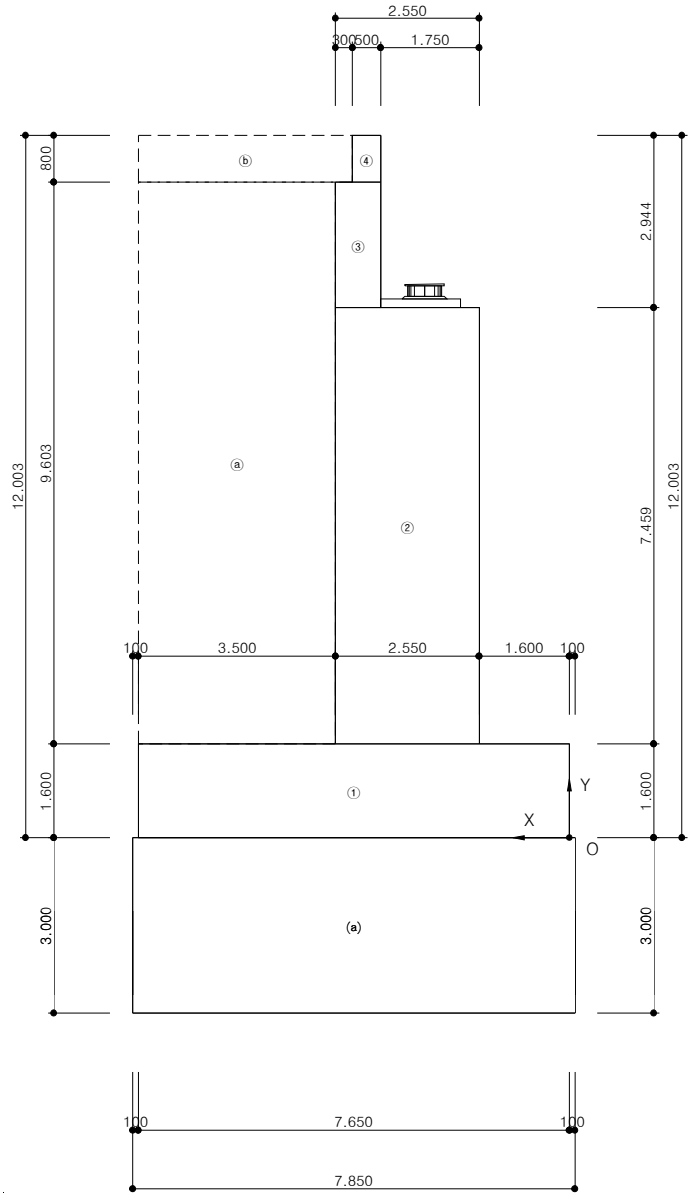
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

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

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
고정하중	1263.430	1286.646	1272.390	1265.900	1265.144	1266.007	1272.098	1284.729	1268.297	11444.641
활하중	479.772	422.213	391.682	383.037	375.967	370.085	361.672	376.316	408.283	3569.027

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
교축방향	233.482	237.772	235.138	233.938	233.799	233.958	235.084	237.418	234.381	2114.970
직각방향	233.482	237.772	235.138	233.938	233.799	233.958	235.084	237.418	234.381	2114.970

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	7.650 × 1.600	= 12.240	25.000	306.000	23.562
	②	2.550 × 7.459	= 19.021	25.000	475.517	36.615
	③	0.800 × 2.144	= 1.715	25.000	42.881	3.302
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 33.376		834.398	64.249
뒷채움재	ⓐ	3.500 × 9.603	= 33.611	20.000	672.220	51.761
	ⓑ	3.800 × 0.800	= 3.040	20.000	60.800	4.682
	소계		= 36.651		733.020	56.443
총 계					1567.419	120.691

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	3.825	0.800	1170.450	18.850
	②	2.875	5.330	1367.112	195.140
	③	3.750	10.131	160.804	33.451
	④	3.600	11.603	36.000	8.934
	소 계			2734.366	256.376
뒷채움재	ⓐ	5.900	6.402	3966.100	331.352
	ⓑ	5.750	11.603	349.600	54.321
	소 계			4315.700	385.673
총 계				7050.066	642.049

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 2734.366 / 834.398 = 3.277 m
  Y = 256.376 / 64.249 = 3.990 m
- 뒷채움재 : X = 4315.700 / 733.020 = 5.888 m
  Y = 385.673 / 56.443 = 6.833 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

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

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

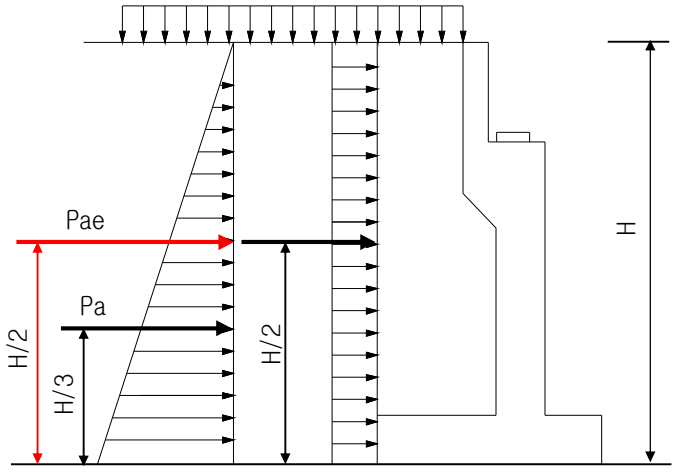
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

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

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



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 12.003 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 12.003² x cos(0.000)

= 390.445 kN

y = H / 3 = 4.001 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 12.003 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 12.003² x cos(0.000)

= 452.397 kN

y = H / 2 = 6.002 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 10.403 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 10.403² x cos(11.667 + 0.000)

= 266.034 kN

y = H / 3 = 3.468 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.403 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.403² x cos(0.000 + 0.000)

= 339.828 kN

y = H / 2 = 5.202 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 11444.641 ÷ (24.300 / sin105.000) = 454.925 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 3569.027 ÷ (24.300 / sin105.000) = 141.869 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

③ 고정단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Ff = ∑H ÷ (24.300 / sin105.0)

= 84.070 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 2114.970 kN 임. 『지진하중 집계표』참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.800 = 38.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 12.003 m)

  Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

  = 0.271 x 10.000 x 12.003 x cos0.000

  = 32.529 kN

  y = H / 2 = 6.002 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 10.403 m)

  Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

  = 0.251 x 10.000 x 10.403 x cos11.667

  = 25.572 kN

  y = H / 2 = 5.202 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	834.398	-	3.277	3.990	2734.365	-
2. 교대구체(지진시	834.398	64.249	3.277	3.990	2734.365	256.377
3. 뒷채움재(평상시	733.020	-	5.888	6.833	4315.698	-
4. 뒷채움재(지진시	733.020	56.443	5.888	6.833	4315.698	385.676
5. 배면토압(평상시	-	390.445	-	4.001	-	1562.190
6. 배면토압(지진시	-	452.397	-	6.002	-	2715.094
7. 뒷채움 상재하중	38.000	32.529	5.750	6.002	218.500	195.225
8. 상부 고정하중	454.925	-	2.569	-	1168.702	-
9. 상부활하중	141.869	-	2.569	-	364.461	-
10. 상부관성력	-	84.070	-	9.459	-	795.226

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)	1605.418	422.974	7268.563	1757.415
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1567.418	390.445	7050.063	1562.190
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1567.418	573.089	7050.063	3357.147
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2202.212	422.974	8801.726	1757.415
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	2022.343	390.445	8218.765	1562.190
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2022.343	657.159	8218.765	4152.373

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

③ Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	거리(m)	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
ⓐ	7.850	3.000	23.550	3.925	553.425	42.614	2172.193
계	-	-	23.550	-	553.425	42.614	2172.193

* 수평력(H)는 V x Kh(=0.077)로 산정한다.
* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.
  e = 7.850/2 - 2172.193/553.425 = 0.000 m
  x = 3 x (7.850/2 - -0.000) = 11.775 m
* 저면반력의 작용폭(x = 11.775m)이 B(= 7.850m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포
  Qmax = (553.425/7.850) x (1 + 6 x -0.000/7.850) = 70.500 kN
  Qmin = (553.425/7.850) x (1 - 6 x -0.000/7.850) = 70.500 kN

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	7268.563	1757.415	1605.418	4.136	0.392	1.275	O.K
COMB 2	7050.063	1562.190	1567.418	4.513	0.324	1.275	O.K
COMB 3	7050.063	3357.147	1567.418	2.100	1.469	2.550	O.K
COMB 4	8801.726	1757.415	2202.212	5.008	0.626	1.275	O.K
COMB 5	8218.765	1562.190	2022.343	5.261	0.533	1.275	O.K
COMB 6	8218.765	4152.373	2022.343	1.979	1.814	2.550	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.650 m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

註) B : 기초의 폭원 (7.650 m), 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/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	1605.418	963.251	422.974	2.277	1.500	O.K
COMB 2	1567.418	940.451	390.445	2.409	1.500	O.K
COMB 3	1567.418	940.451	573.089	1.641	1.200	O.K
COMB 4	2202.212	1321.327	422.974	3.124	1.500	O.K
COMB 5	2022.343	1213.406	390.445	3.108	1.500	O.K
COMB 6	2022.343	1213.406	657.159	1.846	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한[

[도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	1605.418	5511.148	0.392	344.906	145.312	1000.000	O.K
COMB 2	1567.418	5487.873	0.324	327.423	152.860	1000.000	O.K
COMB 3	1567.418	3692.916	1.469	514.016	0.000	1500.000	O.K
COMB 4	2202.212	7044.311	0.626	499.768	146.474	1000.000	O.K
COMB 5	2022.343	6656.575	0.533	445.471	153.746	1000.000	O.K
COMB 6	2022.343	4066.392	1.814	741.016	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.650m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

지지력에 대한 안정은 "Qmax + MASS에 의한 반력(= 70.500 kN)"의 값으로 검토한다.

:『MASS기초의 반력산정』 참조

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

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

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

$\beta\lambda \leq 1.0$

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√ (7.650 x 25.157) / 0.3)^-3/4 = 187.971 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.333 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 25.157 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.650 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.600 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

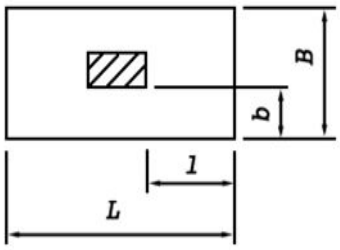
β = ⁴ √ [(3 x 187.971) / (26986000.000 x 1.600³)] = 0.048 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 3.500) = 3.500

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.825, 뒷굽기준으로 검토

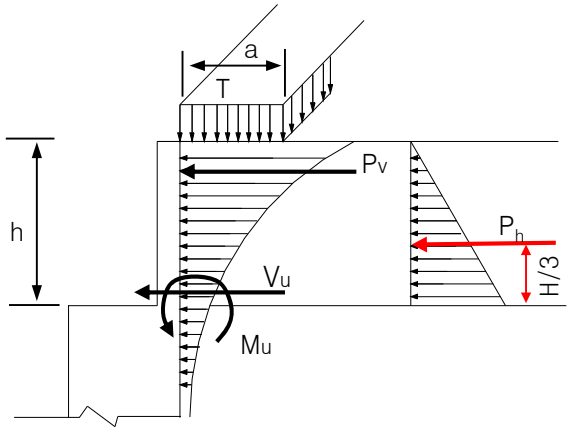


βλ = 0.048 x 3.500 = 0.166 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (2.944 - 0.36) = 74.329 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 2.944^2 x cos11.667 = 21.306 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.944 x 21.306 = 20.909 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 21.306 = 85.120 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 74.329 + 1.70 x 20.909 = 161.904 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.144 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.302 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.302 + 0.770 = 4.072 kN

Mw = 3.302 x 2.144/2 + 0.770 x (2.144 + 0.800/2) = 5.499 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 2.944^2 x cos0.000 = 27.216 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.944 x 27.216 = 40.062 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.072 + 1.00 x 27.216 = 31.288 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.499 + 1.00 x 40.062 = 45.561 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	85.120	161.904	
지진시	31.288	45.561	
설계단면력	85.120	161.904	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.403 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	40.687	4.238	-	1.000	40.687	172.429
2. 배면토압(평상시)	266.034	3.468	1.700	-	452.258	1568.302
3. 배면토압(지진시)	339.828	5.202	-	1.000	339.828	1767.640
4. 뒷채움 상재하중	25.572	5.202	1.700	-	43.472	226.125
5. 상부관성력	84.070	7.859	-	1.000	84.070	660.714

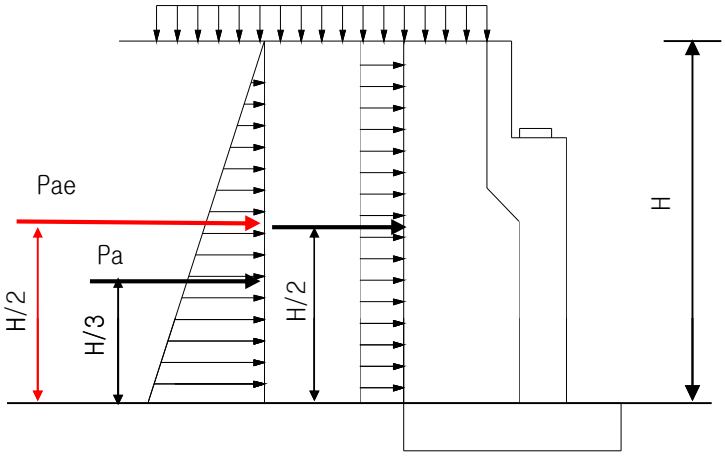
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.600 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 40.687 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.600) ~ H④ x (y④ - 1.600)] = 172.429 kN.m

y = Mo / Ho = 172.429 / 40.687 = 4.238



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 10.403 m)	452.258	1568.302	
지진시(H = 10.403 m)	464.585	2600.783	
설계단면력	464.585	2600.784	

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	834.398	-	3.277	3.990	2734.365	-
2. 교대구체(지진시	834.398	64.249	3.277	3.990	2734.365	256.377
3. 뒷채움재(평상시	733.020	-	5.888	6.833	4315.698	-
4. 뒷채움재(지진시	733.020	56.443	5.888	6.833	4315.698	385.676
5. 배면토압(평상시	-	390.445	-	4.001	-	1562.190
6. 배면토압(지진시	-	452.397	-	6.002	-	2715.094
7. 토압의 연직분력	59.309	-	6.483	-	384.520	-
8. 뒷채움 상재하중	38.000	32.529	5.750	6.002	218.500	195.225
9. 상부 고정하중	454.925	-	2.569	-	1168.702	-
10. 상부활하중	141.869	-	2.569	-	364.461	-
11. 상부관성력	-	84.070	-	9.459	-	795.226

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+	2220.169	719.056	10288.541	2987.606
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	2138.469	663.757	9818.766	2655.723
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1567.418	573.089	7050.063	3357.147
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	3116.590	719.056	12591.445	2987.606
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	2729.871	663.757	11338.079	2655.723
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2022.343	657.159	8218.765	4152.373

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)	X(m)
COMB 1	2220.169	7300.936	0.537	412.347	168.090	9.865
COMB 2	2138.469	7163.043	0.475	383.765	175.312	10.049
COMB 3	1567.418	3692.916	1.469	443.516	0.000	7.068
COMB 4	3116.590	9603.841	0.743	644.959	169.836	9.245
COMB 5	2729.871	8682.356	0.644	537.228	176.464	9.542
COMB 6	2022.343	4066.392	1.814	670.516	0.000	6.032

註) B : 기초의 폭원 (7.650m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

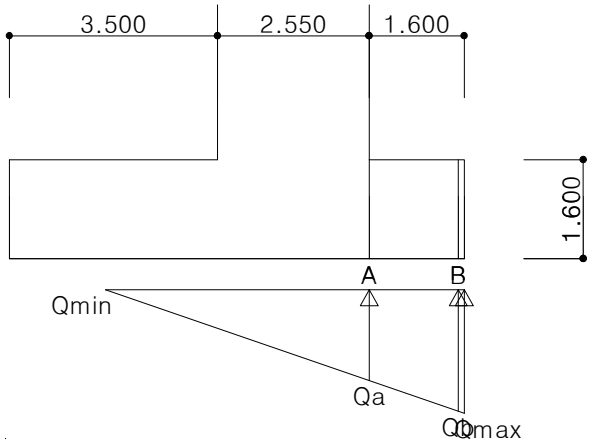
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 0.100 x 25.000 = 4.000 kN

Ma = 1.600 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 51.200 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

Ma = Qa x 1.600² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.600² 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	412.347	361.260	409.154	41.075	506.007	35.875	439.447
COMB 2	383.765	340.167	381.040	38.240	472.617	33.040	406.057
COMB 3	443.516	343.118	437.241	44.038	524.864	40.038	473.664
COMB 4	644.959	545.587	638.748	64.185	783.148	58.985	716.588
COMB 5	537.228	461.774	532.512	53.487	655.458	48.287	588.898
COMB 6	670.516	492.666	659.400	66.496	782.378	62.496	731.178

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

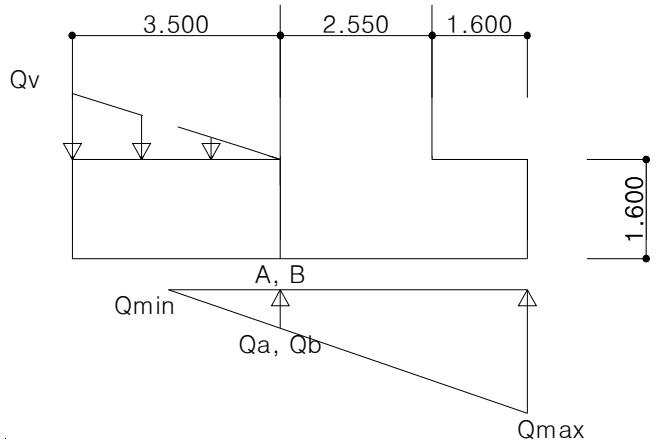
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 = 1.600 x 3.500 x 25.000 = 140.000 kN

Ma = 1.600 x 3.500 x 25.000 x 3.500 / 2 = 245.000 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 733.020 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 733.020 kN

Ma = 733.020 x (5.888 - 4.150) = 1273.666 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.500 = 35.000 kN

Ma = 10.000 x 3.500 x 3.500 / 2 = 61.250 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 10.403^2 x sin11.667

= 59.309 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 59.309 / 3.500

= 33.891 kN

Vb = 33.891 x 3.500 / 2 = 59.309 kN

Ma = 33.891 x 3.500 x 3.500 / 3 = 138.387 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 3.500 + (Qb - Qmin) / 2 x 3.500

Ma = Qmin x 3.500^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 3.500^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 4.150)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 4.150)^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	168.090	279.841	279.841	783.879	1257.709	527.122	1083.501
COMB 2	175.312	270.683	270.683	780.490	1268.5	455.261	941.022
COMB 3	0.000	183.110	183.110	267.171	259.881	605.850	1258.784
COMB 4	169.836	387.212	387.212	974.835	1484.055	336.167	857.155
COMB 5	176.464	341.519	341.519	906.471	1417.83	329.280	791.693
COMB 6	0.000	209.218	209.218	196.895	123.532	676.125	1395.134

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1500.00	100.00	731.18	62.50

* 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 (1500.00 - 39.654) / 39.654 = 0.11048

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1929.832 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.188]

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 = 1929.832 mm²

ρmin = Max(1929.832, 1800.000) / bd = 0.00129

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00153

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 (1500.00 - a/2) = 866.840 kN.m

≥ Mu (= 731.178 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.186]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1500.00 = 979.796 kN

≥ Vu (= 62.496 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 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1500.00	100.00	1395.13	676.13

* 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 (1500.00 - 70.131) / 70.131 = 0.06117

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3715.064 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.091]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 3715.064 mm²

ρmin = Max(3715.064, 1800.000) / bd = 0.00248

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00270

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 (1500.00 - a/2) = 1519.693 kN.m

≥ Mu (= 1395.134 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.089]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1500.00 = 979.796 kN

≥ Vu (= 676.125 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 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 (H=10.403)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2550.00	2450.00	100.00	2600.78	464.59

* 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 (2450.00 - 109.924) / 109.924 = 0.06386

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4216.271 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.507]

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 = 0.00259

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (2450.00 - a/2) = 3893.721 kN.m

≥ Mu (= 2600.784 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.497]

* 전단에 대한 검토 (d = 2450.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2450.00 = 1600.333 kN

≥ Vu (= 464.585 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 2550.0 x 1000.0 = 3825.000 ㎟ > 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	161.90	85.12

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 889.919 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.785]

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 (= 161.904 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.772]

* 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 (= 85.120 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 (2.944 - 0.36) = 74.329 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 2.944^2 x cos11.667 = 21.306 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.944 x 21.306 = 20.909 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 21.306 = 50.070 kN

Ms = 74.329 + 20.909 = 95.238 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.403 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	40.687	4.238	-	1.000	40.687	172.429
2. 배면토압(평상시)	266.034	3.468	1.000	-	266.034	922.530
3. 배면토압(지진시)	339.828	5.202	-	1.000	339.828	1767.640
4. 뒷채움 상재하중	25.572	5.202	1.000	-	25.572	133.015
5. 상부관성력	84.070	7.859	-	1.000	84.070	660.714

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

  : 검토위치(H = 1.600 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

  Ho = ∑(H② ~ H④) = 40.687 kN

  Mo = ∑[H② x (y② - 1.600) ~ H④ x (y④ - 1.600)] = 172.429 kN.m

  y = Mo / Ho = 172.429 / 40.687 = 4.238

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	266.034	922.530	

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+	1664.727	422.974	7653.083	1757.415
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1626.727	390.445	7434.583	1562.190
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1567.418	573.089	7050.063	3357.147
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2261.521	422.974	9186.247	1757.415
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	2081.652	390.445	8603.285	1562.190
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2022.343	657.159	8218.765	4152.373

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)	X(m)
COMB 1	1664.727	5895.668	0.283	265.994	169.229	10.625
COMB 2	1626.727	5872.393	0.215	248.511	176.777	10.830
COMB 3	1567.418	3692.916	1.469	443.516	0.000	7.068
COMB 4	2261.521	7428.832	0.540	420.856	170.391	9.855
COMB 5	2081.652	7041.096	0.443	366.559	177.663	10.147
COMB 6	2022.343	4066.392	1.814	670.516	0.000	6.032

註) B : 기초의 폭원 (7.650m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

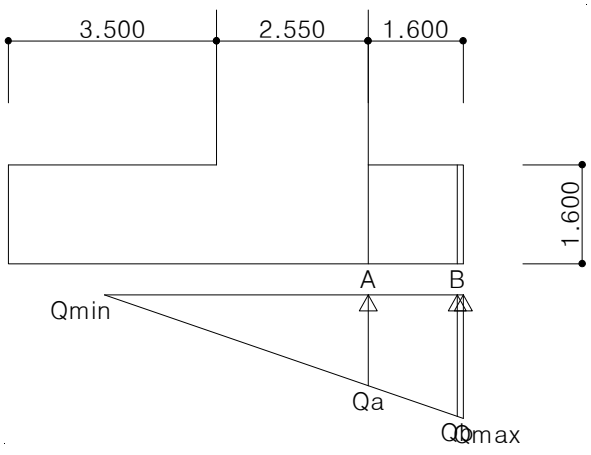
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 0.100 x 25.000 = 4.000 kN

Ma = 1.600 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 51.200 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

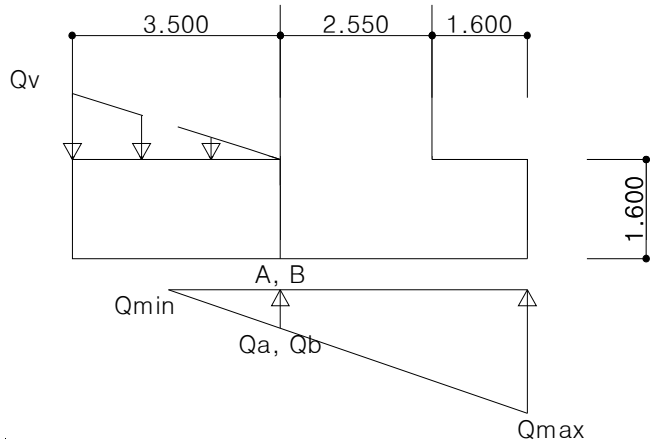
Ma = Qa x 1.600² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.600² x 2/3

- 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	265.994	245.756	264.729	26.536	331.837	22.536	280.637
COMB 2	248.511	233.508	247.573	24.804	311.693	20.804	260.493
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	420.856	368.471	417.582	41.922	516.345	37.922	465.145
COMB 5	366.559	327.052	364.090	36.532	452.34	32.532	401.14
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 3.500 + (Qb - Qmin) / 2 x 3.500

Ma = Qmin x 3.500² / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 3.500² / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 4.150)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 4.150)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	169.229	213.500	213.500	669.776	1126.914	297.553	591.389
COMB 2	176.777	209.597	209.597	676.154	1149.766	291.175	568.536
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	170.391	284.983	284.983	796.905	1277.604	170.424	440.698
COMB 5	177.663	264.086	264.086	773.062	1264.635	194.267	453.668
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)] = 465.145 x 1000000 / [2292.000 x (1500.000 - 203.932/3)]
= 141.718 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x2292.000)]
= 203.932 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 141.72) - 2.5 x 90.50 = 329.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 141.72) = 444.55 mm
Sa는 작은 값인 329.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 329.43 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 591.389 x 1000000 / [4053.600 x (1500.000 - 264.764/3)]
= 103.342 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x4053.600)]
= 264.764 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.34) - 2.5 x 87.50 = 543.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.34) = 609.63 mm
Sa는 작은 값인 543.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 543.28 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=10.403)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 922.530 x 1000000 / [6353.600 x (2450.000 - 424.467/3)]
= 62.897 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2450.0/(7x6353.600)]

= 424.467 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 62.90) - 2.5 x 84.00 = 1042.05 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 62.90) = 1001.64 mm

Sa는 작은 값인 1001.64 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1001.64 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 95.238 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 87.976 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 87.98) - 2.5 x 72.00 = 715.13 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 87.98) = 716.11 mm

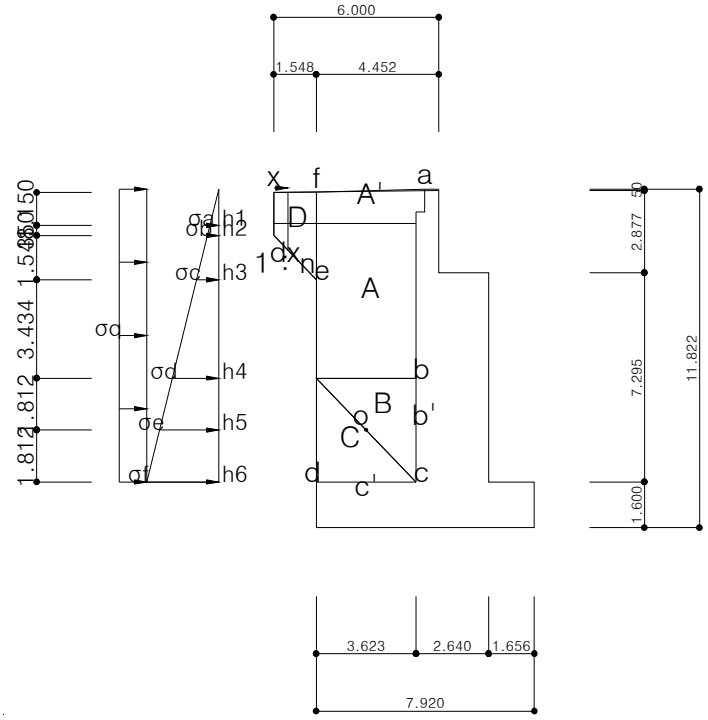
Sa는 작은 값인 715.13 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 715.13 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

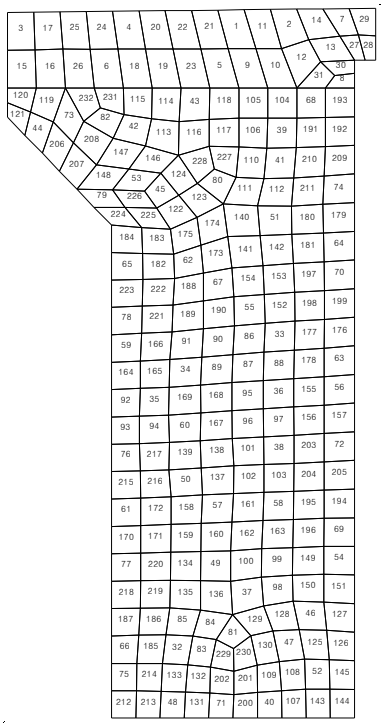


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	28.039	374.678	322.033	446.572	155.44
전단력(kN)	35.974	258.042	258.69	326.212	110.853

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	16.493	220.399	189.431	262.689	91.435
전단력(kN)	21.161	151.789	152.17	191.889	65.208

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	28.04	35.97

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 298.954 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.315]

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 (= 28.039 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.177]

* 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 (= 35.974 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	374.68	258.04

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2948.565 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.375]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 374.678 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.352]

* 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 (= 258.042 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	155.44	110.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1705.270 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.377]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

≥ Mu (= 155.440 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.262]

* 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 (= 110.853 kN) , 전단보강 불필요.

④ 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	322.03	258.69

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2518.275 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.230]

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 (= 322.033 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.219]

* 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 (= 258.690 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	446.57	326.21

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3545.567 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.143]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 446.572 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.135]

* 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 (= 326.212 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16.493 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]

= 30.244 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 30.24) - 2.5 x 72.00 = 2423.82 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 30.24) = 2083.05 mm

Sa는 작은 값인 2083.05 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2083.05 mm) ∴ O.K

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 220.399 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 115.335 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.33) - 2.5 x 67.50 = 514.05 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.33) = 546.24 mm

Sa는 작은 값인 514.05 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 514.05 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 91.435 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]

= 68.304 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x4053.600)]

= 119.283 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.30) - 2.5 x 67.50 = 984.19 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.30) = 922.35 mm

Sa는 작은 값인 922.35 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 922.35 mm) ∴ O.K

④ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 189.431 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]

= 128.331 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 128.33) - 2.5 x 69.00 = 441.15 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 128.33) = 490.92 mm

Sa는 작은 값인 441.15 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 441.15 mm) ∴ O.K

⑤ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 262.689 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 137.465 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.47) - 2.5 x 67.50 = 404.12 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.47) = 458.30 mm

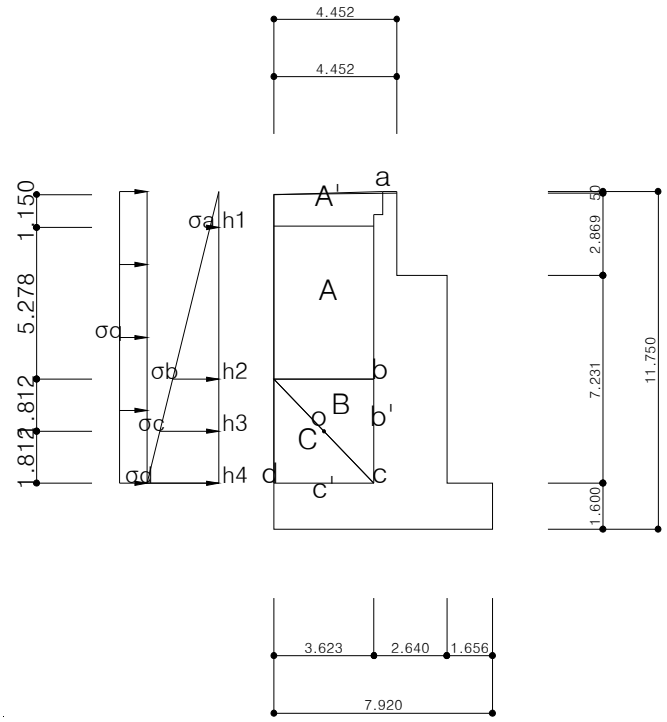
Sa는 작은 값인 404.12 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 404.12 ㎜) ∴ 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

19	2	29	10	22	15	25	8	20	5
1	14	21	24	28	7	4	27	18	6
11	17	12	23	9	3	16	26	13	
227	226	225	224	223	222	221	220	219	
218	217	216	215	214	213	212	211	210	
209	208	207	206	205	204	203	202	201	
200	199	198	197	196	195	194	193	192	
191	190	189	188	187	186	185	184	183	
182	181	180	179	178	177	176	175	174	
173	172	171	170	169	168	167	166	165	
164	163	162	161	160	159	158	157	156	
155	154	153	152	151	150	149	148	147	
146	145	144	143	142	141	140	139	138	
137	136	135	134	133	132	131	130	129	
128	127	126	125	124	123	122	121	120	
119	118	117	116	115	114	113	112	111	
110	109	108	107	106	105	104	103	102	
101	100	99	98	97	96	95	94	93	
92	91	90	89	88	87	86	85	84	
83	82	81	80	79	78	77	76	75	
74	73	72	71	70	69	68	67	66	
65	64	63	62	61	60	59	58	57	
56	55	54	53	52	51	50	49	48	
47	46	45	44	43	42	41	40	39	
38	37	36	35	34	33	32	31	30	

② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	344.088	309.751	417.281	112.943
전단력(kN)	0	257.649	259.627	303.136	101.638

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	202.405	182.206	245.459	66.437
전단력(kN)	0	151.558	152.722	178.316	59.787

(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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	344.09	257.65

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2697.853 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.148]

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 (= 344.088 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.141]

* 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 (= 257.649 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	112.94	101.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1226.978 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.524]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 112.943 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.428]

* 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 (= 101.638 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	309.75	259.63

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2418.700 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.280]

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 (= 309.751 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.268]

* 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 (= 259.627 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	417.28	303.14

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3300.995 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.228]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 417.281 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.214]

* 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 (= 303.136 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 202.405 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 137.120 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.12) - 2.5 x 69.00 = 401.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.12) = 459.45 mm
Sa는 작은 값인 401.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 401.81 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 66.437 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 64.156 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.16) - 2.5 x 69.00 = 1054.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 64.16) = 981.98 mm
Sa는 작은 값인 981.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 981.98 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 182.206 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 123.437 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 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.44) - 2.5 x 69.00 = 465.48 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 123.44) = 510.38 mm

Sa는 작은 값인 465.48 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 465.48 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 245.459 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 128.449 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 128.45) - 2.5 x 67.50 = 444.33 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 128.45) = 490.47 mm

Sa는 작은 값인 444.33 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 444.33 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

  Lp = 0.70 x 10.128 = 7.09 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

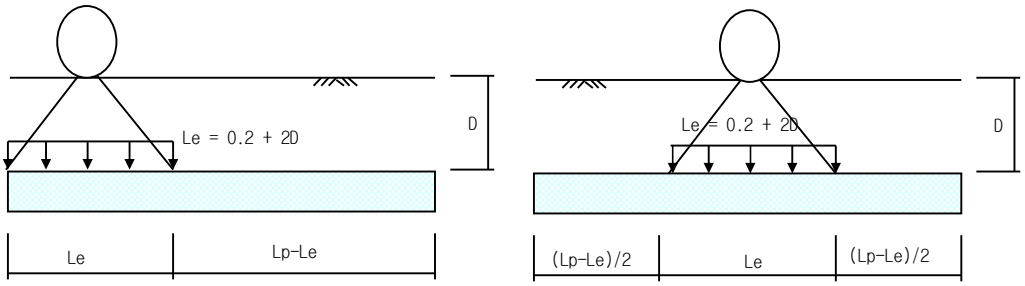
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 7.090 / 2 - 19035980832 = 35.943 kN/m

Md = 11.250 x 7.090² / 8 = 70.686 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 3.000 x (1 + i) / [0.200 x (96.0 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN/m²

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 7.090)

= 77.919 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.090/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 145.388 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 35.943 + 2.15 x 77.919

= 214.252 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 71 + 2.15 x 145

= 404.476 kN.m

2) 단면력 검토

- 극한한계상태 : = 1.30 x Dc + 2.15 x LL, ηi = 1.00

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	404.48	214.25

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 83.119) / 83.119 = 0.00963

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3748.892 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.081]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01158

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 433.692 kN.m

≥ Mu (= 404.476 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.072]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 214.252 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3748.9 ㎟

필요 철근량 : 3748.9 x 0.248 = 931.5 ㎟ < 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 450 = 900.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 216.074 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 171.101 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x4053.600)]

= 115.388 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

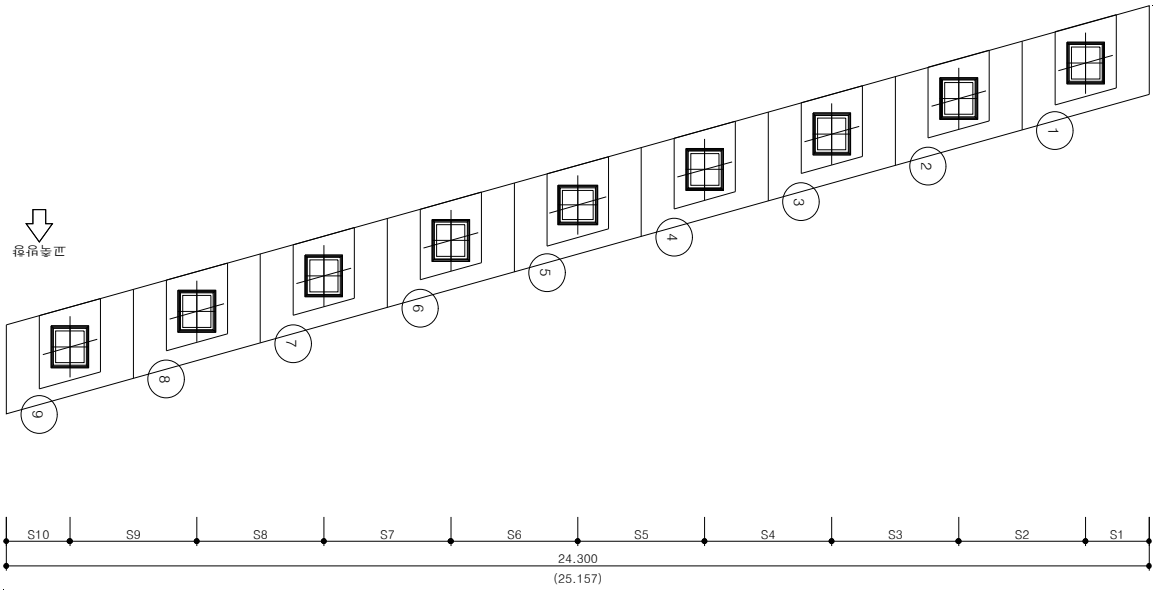
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.10) - 2.5 x 87.50 = 241.51 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 171.10) = 368.20 mm

Sa는 작은 값인 241.51 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 241.51 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 60.447 = 502.235 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	502.235	650.000	600.000	577.428	O.K
2	502.235	650.000	600.000	577.428	O.K
3	502.235	650.000	600.000	577.428	O.K
4	502.235	650.000	600.000	577.428	O.K
5	502.235	600.000	650.000	595.106	O.K
6	502.235	650.000	600.000	577.428	O.K
7	502.235	650.000	600.000	577.428	O.K
8	502.235	650.000	600.000	577.428	O.K
9	502.235	650.000	600.000	577.428	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 105.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 15.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 60.447 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 15.00^2)$

$= 309.411$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1812 - 50 - 50 = 1712$ mm ≥ 309 mm $\therefore$ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1743.202	O.K	345.096	291.852	O.K
SHOE 2	2250.000	1708.859	O.K	345.096	297.215	O.K
SHOE 3	2250.000	1664.072	O.K	345.096	293.922	O.K
SHOE 4	2250.000	1648.937	O.K	345.096	292.423	O.K
SHOE 5	2250.000	1641.111	O.K	345.096	292.248	O.K
SHOE 6	2250.000	1636.092	O.K	345.096	292.448	O.K
SHOE 7	2250.000	1633.770	O.K	345.096	293.855	O.K
SHOE 8	2250.000	1661.045	O.K	345.096	296.772	O.K
SHOE 9	2250.000	1676.580	O.K	345.096	292.977	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	1743.202	219.438	219.438	1569.000	1969.000	
2	1708.859	223.470	223.470	1569.000	1969.000	
3	1664.072	220.994	220.994	1569.000	1969.000	
4	1648.937	219.867	219.867	1569.000	1969.000	
5	1641.111	219.736	306.877	1619.000	1944.000	
6	1636.092	219.885	219.885	1569.000	1969.000	
7	1633.770	220.943	220.943	1569.000	1969.000	
8	1661.045	223.137	223.137	1569.000	1969.000	
9	1676.580	220.283	220.283	1569.000	1969.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3393.813	6303.000	O.K	3722.625	6876.000	O.K
2	3382.654	6303.000	O.K	3704.988	6303.000	O.K
3	3316.538	6303.000	O.K	3630.424	6303.000	O.K
4	3292.259	6303.000	O.K	3603.290	6303.000	O.K
5	3353.282	6303.000	O.K	4122.563	6876.000	O.K
6	3278.155	6303.000	O.K	3586.763	6303.000	O.K
7	3282.635	6303.000	O.K	3590.806	6303.000	O.K
8	3327.473	6303.000	O.K	3640.787	6303.000	O.K
9	3325.654	6303.000	O.K	3641.899	6876.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1462.919	9135.600	O.K	1462.919	9135.600	O.K
2	1489.801	9135.600	O.K	1489.801	9135.600	O.K
3	1473.294	9135.600	O.K	1473.294	9135.600	O.K
4	1465.779	9135.600	O.K	1465.779	9135.600	O.K
5	1464.904	9135.600	O.K	2045.849	9135.600	O.K
6	1465.903	9135.600	O.K	1465.903	9135.600	O.K
7	1472.956	9135.600	O.K	1472.956	9135.600	O.K
8	1487.581	9135.600	O.K	1487.581	9135.600	O.K
9	1468.554	9135.600	O.K	1468.554	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1641.111 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 0.000 / -150611393033776550000000 = 219.736 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 219.736 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 24.300 / 4.388 = 5.538 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (24.300 / 4.388)] x 4.388 = 12.7 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 12.692 x 60.447 / 2 / 1EA / 1.25 = 306.877 kN

  Hy2 = 292.248 / 1.33 = 219.736 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 306.877 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm b1y = 650.000 mm

b2x = 969.000 mm b2y = 1350.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1938.000 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2700.000 mm < 5 x b1y = 3250.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 600.000/1938.000) x 1641.111 x 10^3 /150.000

= 1888.378 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 650.000/2700.000) x 1641.111 x 10^3 /150.000

= 2076.715 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 219.736 x 10^3 / 150.000

= 1464.904 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 306.877 x 10^3 / 150.000

= 2045.849 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1350.000 = 1950.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 969.000 mm가 Bxo/2 = 975.000 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 969.000 + (600.000+1350.000)/2 = 1944.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 650.000 + 969.000 = 1619.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2076.715 + 2045.849 = 4122.563 mm^2

Bxo = 1944.000 mm 범위내에서 D19 - 24 EA

As = 286.500 x 24 = 6876.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1888.378 + 1464.904 = 3353.282 mm^2

Byo = 1619.000 mm 범위내에서 D19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303.000 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 306.877 x 10^3 / 150.000 = 2045.849 ㎟

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

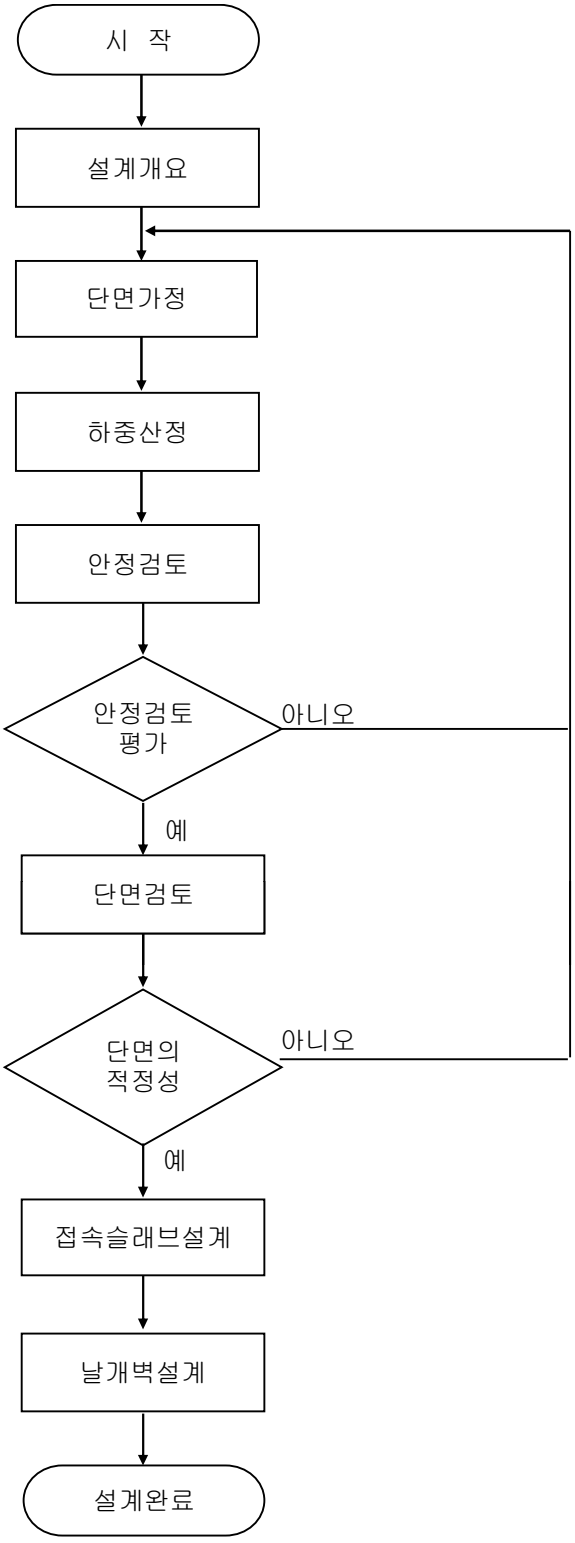
As1 = Hx/fsa = 219.736 x 10^3 / 150.000 = 1464.904 ㎟

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 ㎟ ∴ O.K

종점 교대

▣ 설계단계 흐름도


시 작
설계개요
단면가정
하중산정
안정검토
안정검토
평가
아니오
예
단면검토
단면의
적정성
아니오
예
접속슬래브설계
날개벽설계
설계완료

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	7361.936	1757.365	O.K
	활동에 대한 안정	969.548	422.966	O.K
	지지력에 대한 안정	1000	442.361	O.K
지진시	전도에 대한 안정	8319.792	4154.133	O.K
	활동에 대한 안정	946.748	573.888	O.K
	지지력에 대한 안정	1500	661.349	O.K

■ 단면 휨 설계

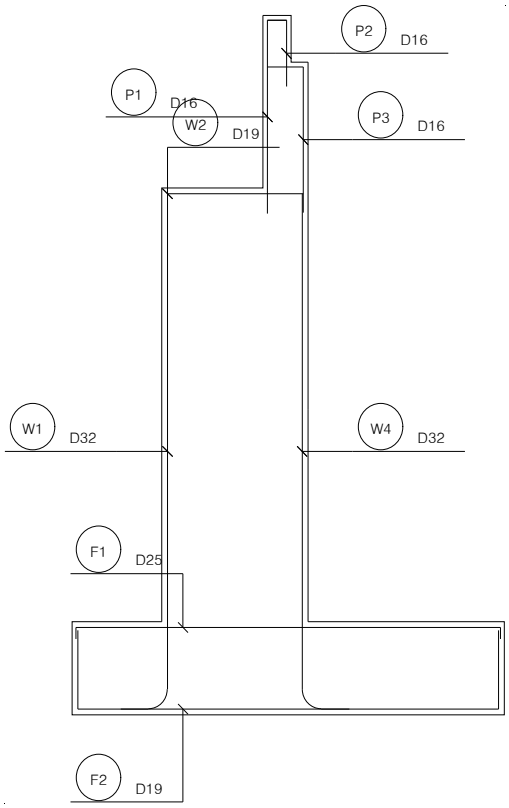
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1600	100	1937.73	2292	734.141	866.84	1.181	O.K
후면저판		1600	100	3690.84	4053.6	1386.205	1519.693	1.096	O.K
벽체 (H=10.403)		2600	100	4130.81	6353.6	2601.4	3974.73	1.528	O.K
흉벽		800	80	898.497	1588.8	163.45	286.971	1.756	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	600	80	2728.12	3096.8	347.794	392.654	1.129	O.K
	화부(T=450	450	80	1265.06	3096.8	116.358	274.202	2.357	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2441.1	3096.8	312.517	392.654	1.256	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	3329.79	4053.6	420.742	506.698	1.204	O.K
우측날개벽	A(T=600 mm)	600	80	2760.09	3096.8	351.704	392.654	1.116	O.K
	화부(T=450	450	80	1268.61	3096.8	116.675	274.202	2.35	O.K
	B(T=600 mm)	600	80	2414.18	3096.8	309.193	392.654	1.27	O.K
	C(T=600 mm)	600	80	3394.25	4053.6	428.475	506.698	1.183	O.K

■ 사용성 검토

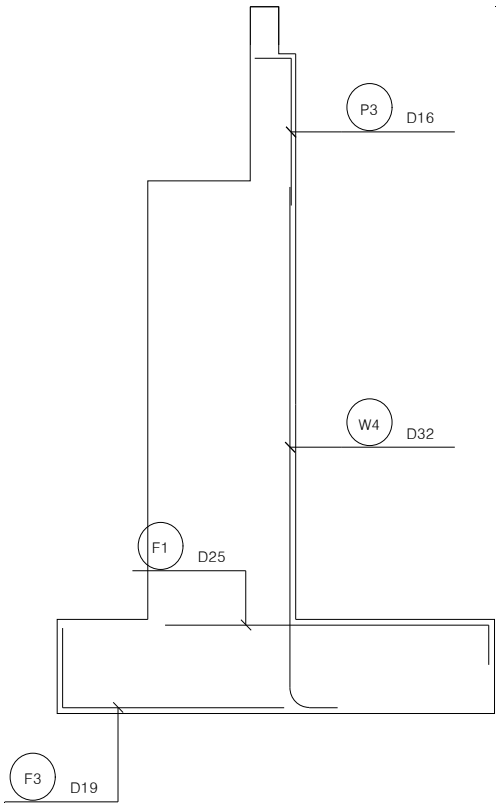
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		146.133	150	125	312.641	O.K
후면저판		101.944	150	125	553.732	O.K
벽체 (H=10.403)		70.648	150	125	891.75	O.K
흉벽		88.816	150	125	706.666	O.K
좌측날개벽	A(T=600 mm)	138.597	150	125	395.694	O.K
	화부(T=450	66.096	150	125	953.158	O.K
	B(T=600 mm)	124.539	150	125	459.832	O.K
	C(T=600 mm)	129.514	150	125	439.292	O.K
우측날개벽	A(T=600 mm)	140.155	150	125	389.377	O.K
	화부(T=450	66.276	150	125	950.564	O.K
	B(T=600 mm)	123.214	150	125	466.631	O.K
	C(T=600 mm)	131.895	150	125	428.317	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

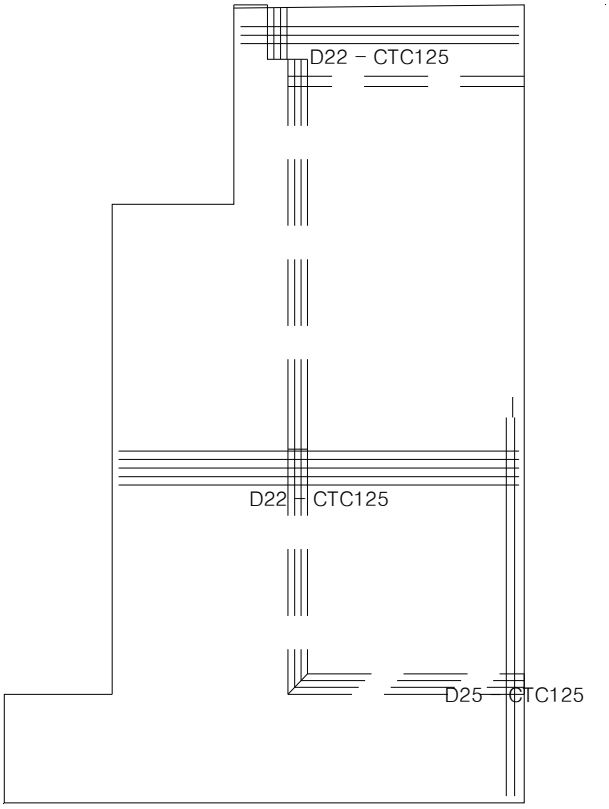


- ② Cycle (CTC = 250)

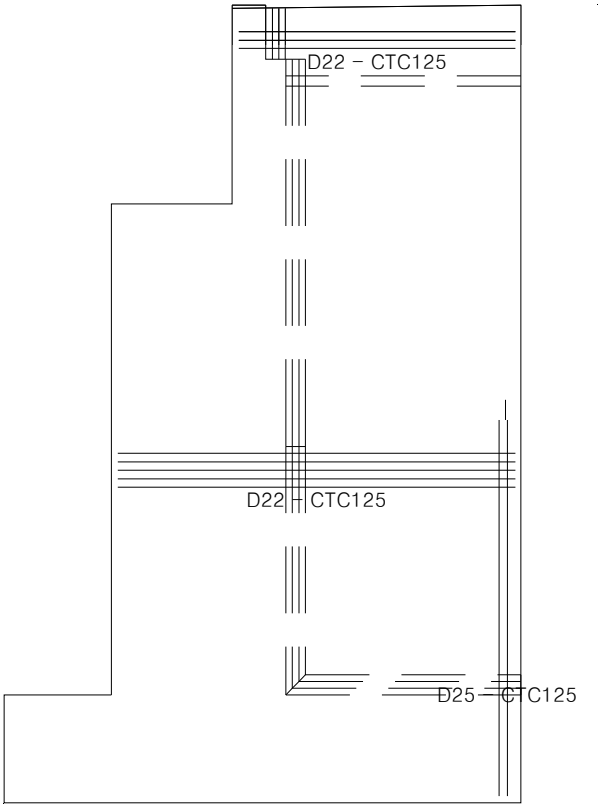


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : PRECOM GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 25.157 m
(5) 교 대 총높이 : H = 12.003 m
(6) 기 초 형 식 : 직접기초
(7) SKEW : 105.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 454.925 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 141.822 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 42.386 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 1000.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.600 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0 : 암과 콘크리트
(7) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

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

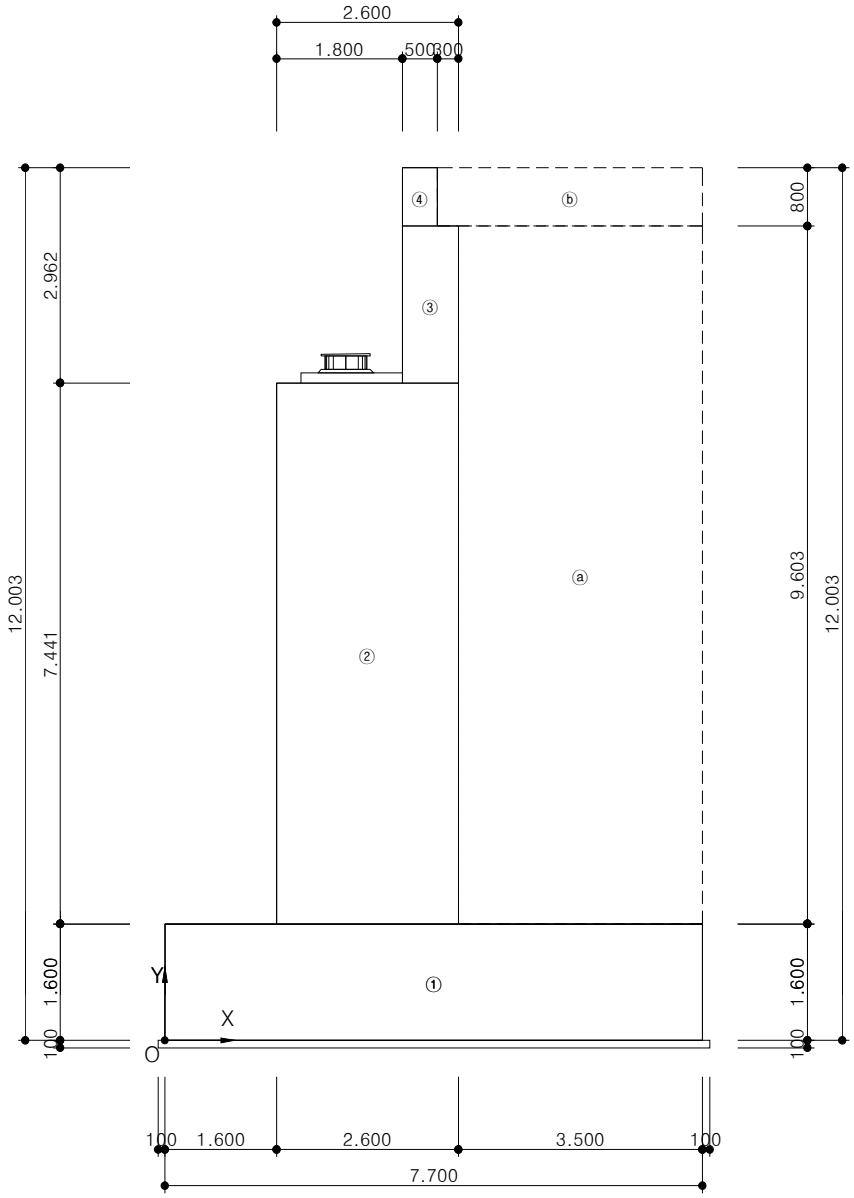
5) 설 계 방 법

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

6) 참 고 문 헌

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

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
고정하중	1268.297	1284.729	1272.098	1266.007	1265.144	1265.900	1272.390	1286.646	1263.430	11444.641
활하중	490.963	416.022	391.488	383.247	375.793	369.549	361.587	380.436	398.759	3567.844

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
교축방향	234.381	237.418	235.084	233.958	233.799	233.938	235.138	237.772	233.482	2114.970
직각방향	234.381	237.418	235.084	233.958	233.799	233.938	235.138	237.772	233.482	2114.970

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	7.700 × 1.600	= 12.320	25.000	308.000	23.716
	②	2.600 × 7.441	= 19.346	25.000	483.657	37.242
	③	0.800 × 2.162	= 1.730	25.000	43.243	3.330
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 33.796		844.900	65.057
뒷채움재	ⓐ	3.500 × 9.603	= 33.611	20.000	672.213	51.760
	ⓑ	3.800 × 0.800	= 3.040	20.000	60.800	4.682
	소계		= 36.651		733.013	56.442
총 계					1577.913	121.499

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	3.850	0.800	1185.800	18.973
	②	2.900	5.320	1402.604	198.141
	③	3.800	10.122	164.325	33.703
	④	3.650	11.603	36.500	8.934
	소 계			2789.229	259.752
뒷채움재	ⓐ	5.950	6.402	3999.667	331.345
	ⓑ	5.800	11.603	352.640	54.321
	소 계			4352.307	385.666
총 계				7141.536	645.418

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 2789.229 / 844.900 = 3.301 m
  Y = 259.752 / 65.057 = 3.993 m
- 뒷채움재 : X = 4352.307 / 733.013 = 5.938 m
  Y = 385.666 / 56.442 = 6.833 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

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

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

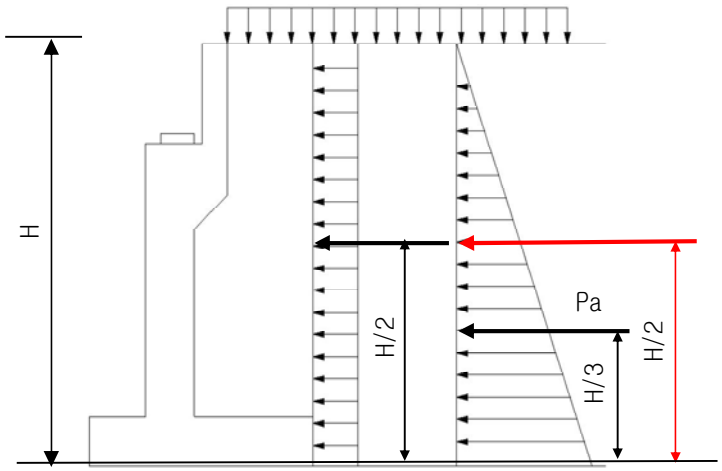
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

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

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



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 12.003 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 12.003² x cos(0.000)

= 390.438 kN

y = H / 3 = 4.001 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 12.003 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 12.003² x cos(0.000)

= 452.389 kN

y = H / 2 = 6.002 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 10.403 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 10.403² x cos(11.667 + 0.000)

= 266.028 kN

y = H / 3 = 3.468 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.403 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.403² x cos(0.000 + 0.000)

= 339.821 kN

y = H / 2 = 5.202 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

  Rd = 11444.641 ÷ (24.300 / sin105.000) = 454.925 kN/m

- 활하중반력

  Rl = 3567.844 ÷ (24.300 / sin105.000) = 141.822 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 60.4

= 0.015 m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 25.157 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 3195.333 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

Ph = kH x δ x N / B

= 3195.333 x 0.015112 x 9 / 25.157

= 17.275 kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Fm = ∑H ÷ (24.300 / sin105.0)

= 84.070 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 2114.970 kN 임. 『지진하중 집계표』참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.800 = 38.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 12.003 m)

Pa1 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 12.003 x cos0.000

= 32.528 kN

y = H / 2 = 6.002 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 10.403 m)

Pa2 = Ka x dq x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 10.403 x cos11.667

= 25.572 kN

y = H / 2 = 5.202 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	844.900	-	3.301	3.993	2789.229	-
2. 교대구체(지진시	844.900	65.057	3.301	3.993	2789.229	259.751
3. 뒷채움재(평상시	733.013	-	5.938	6.833	4352.307	-
4. 뒷채움재(지진시	733.013	56.442	5.938	6.833	4352.307	385.666
5. 배면토압(평상시	-	390.438	-	4.001	-	1562.148
6. 배면토압(지진시	-	452.389	-	6.002	-	2715.022
7. 뒷채움 상재하중	38.000	32.528	5.800	6.002	220.400	195.217
8. 상부 고정하중	454.925	-	2.590	-	1178.256	-
9. 상부활하중	141.822	-	2.590	-	367.319	-
10. 교량받침마찰력	-	17.275	-	9.441	-	163.091
11. 상부관성력	-	84.070	-	9.441	-	793.694

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)	1615.913	422.966	7361.936	1757.365
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1577.913	390.438	7141.536	1562.148
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1577.913	573.888	7141.536	3360.439
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2212.660	440.241	8907.511	1920.456
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	2032.838	407.713	8319.792	1725.239
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2032.838	657.958	8319.792	4154.133

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	7361.936	1757.365	1615.913	4.189	0.382	1.283	O.K
COMB 2	7141.536	1562.148	1577.913	4.572	0.314	1.283	O.K
COMB 3	7141.536	3360.439	1577.913	2.125	1.454	2.567	O.K
COMB 4	8907.511	1920.456	2212.660	4.638	0.692	1.283	O.K
COMB 5	8319.792	1725.239	2032.838	4.822	0.606	1.283	O.K
COMB 6	8319.792	4154.133	2032.838	2.003	1.801	2.567	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.700 m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V
註) B : 기초의 폭원 (7.700 m), 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/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	1615.913	969.548	422.966	2.292	1.500	O.K
COMB 2	1577.913	946.748	390.438	2.425	1.500	O.K
COMB 3	1577.913	946.748	573.888	1.650	1.200	O.K
COMB 4	2212.660	1327.596	440.241	3.016	1.500	O.K
COMB 5	2032.838	1219.703	407.713	2.992	1.500	O.K
COMB 6	2032.838	1219.703	657.958	1.854	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한[
  [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	1615.913	5604.571	0.382	272.267	147.451	1000.000	O.K
COMB 2	1577.913	5579.388	0.314	255.075	154.773	1000.000	O.K
COMB 3	1577.913	3781.097	1.454	438.992	0.000	1500.000	O.K
COMB 4	2212.660	6987.055	0.692	442.361	132.356	1000.000	O.K
COMB 5	2032.838	6594.553	0.606	388.667	139.342	1000.000	O.K
COMB 6	2032.838	4165.659	1.801	661.349	0.000	1500.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

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

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

$\beta\lambda \leq 1.0$

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√ (7.700 x 25.157) / 0.3)$^{-3/4}$ = 187.515 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.333 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 25.157 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.700 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.600 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

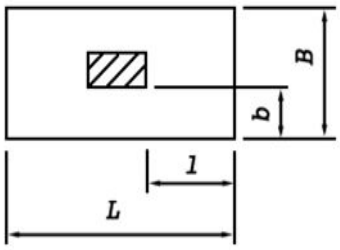
β = ^{4} √ [(3 x 187.515) / (26986000.000 x 1.600³)] = 0.047 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = MAX(l,b) = MAX(0.000, 3.500) = 3.500

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.850, 뒷굽기준으로 검토

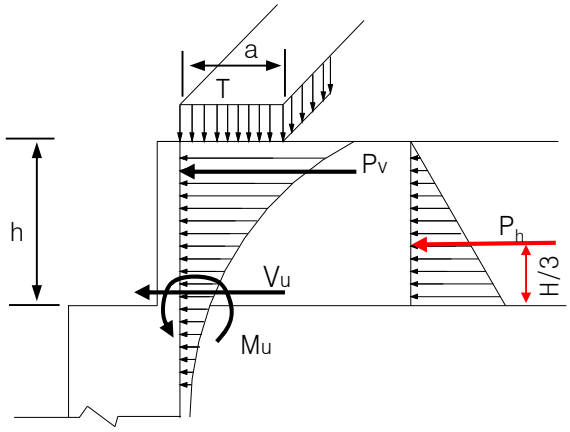


βλ = 0.047 x 3.500 = 0.166 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (2.962 - 0.36) = 74.850 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 2.962^2 x cos11.667 = 21.569 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.962 x 21.569 = 21.297 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 21.569 = 85.567 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 74.850 + 1.70 x 21.297 = 163.450 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.162 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.330 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.330 + 0.770 = 4.100 kN

Mw = 3.330 x 2.162/2 + 0.770 x (2.162 + 0.800/2) = 5.573 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 2.962^2 x cos0.000 = 27.552 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.962 x 27.552 = 40.807 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.100 + 1.00 x 27.552 = 31.652 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.573 + 1.00 x 40.807 = 46.379 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	85.567	163.450	
지진시	31.652	46.379	
설계단면력	85.567	163.450	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.403 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	41.341	4.224	-	1.000	41.341	174.632
2. 배면토압(평상시)	266.028	3.468	1.700	-	452.248	1568.250
3. 배면토압(지진시)	339.821	5.202	-	1.000	339.821	1767.586
4. 뒷채움 상재하중	25.572	5.202	1.700	-	43.472	226.123
5. 교량받침마찰력	17.275	7.841	1.300	-	22.458	176.086
6. 상부관성력	84.070	7.841	-	1.000	84.070	659.182

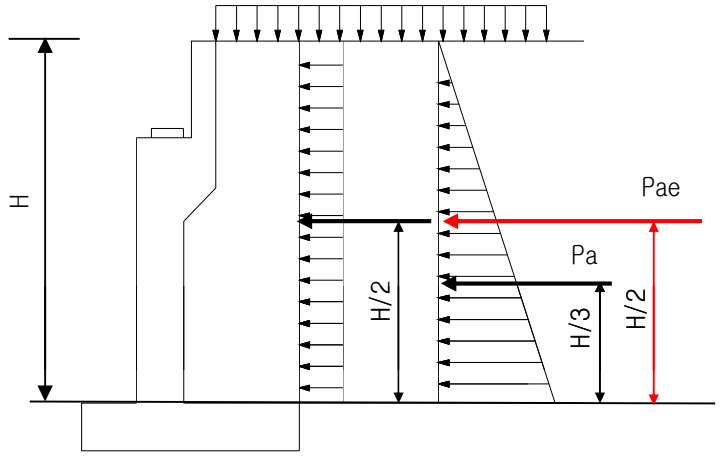
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.600 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 41.341 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.600) ~ H④ x (y④ - 1.600)] = 174.632 kN.m

y = Mo / Ho = 174.632 / 41.341 = 4.224



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 10.403 m)	474.706	1744.336	
지진시(H = 10.403 m)	465.232	2601.400	
설계단면력	474.705	2601.400	

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	844.900	-	3.301	3.993	2789.229	-
2. 교대구체(지진시	844.900	65.057	3.301	3.993	2789.229	259.751
3. 뒷채움재(평상시	733.013	-	5.938	6.833	4352.307	-
4. 뒷채움재(지진시	733.013	56.442	5.938	6.833	4352.307	385.666
5. 배면토압(평상시	-	390.438	-	4.001	-	1562.148
6. 배면토압(지진시	-	452.389	-	6.002	-	2715.022
7. 토압의 연직분력	59.307	-	6.533	-	387.472	-
8. 뒷채움 상재하중	38.000	32.528	5.800	6.002	220.400	195.217
9. 상부 고정하중	454.925	-	2.590	-	1178.256	-
10. 상부활하중	141.822	-	2.590	-	367.319	-
11. 교량받침마찰력	-	17.275	-	9.441	-	163.091
12. 상부관성력	-	84.070	-	9.441	-	793.694

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+	2233.809	719.042	10416.559	2987.521
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	2152.109	663.745	9942.699	2655.652
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1577.913	573.888	7141.536	3360.439
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	3130.129	741.500	12738.028	3199.539
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2743.511	686.202	11474.432	2867.670
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2032.838	657.958	8319.792	4154.133

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)	X(m)
COMB 1	2233.809	7429.040	0.524	408.620	171.590	9.977
COMB 2	2152.109	7287.049	0.464	380.547	178.442	10.158
COMB 3	1577.913	3781.098	1.454	438.992	0.000	7.189
COMB 4	3130.129	9538.489	0.803	660.770	152.251	9.142
COMB 5	2743.511	8606.763	0.713	554.218	158.383	9.411
COMB 6	2032.838	4165.659	1.801	661.349	0.000	6.148

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

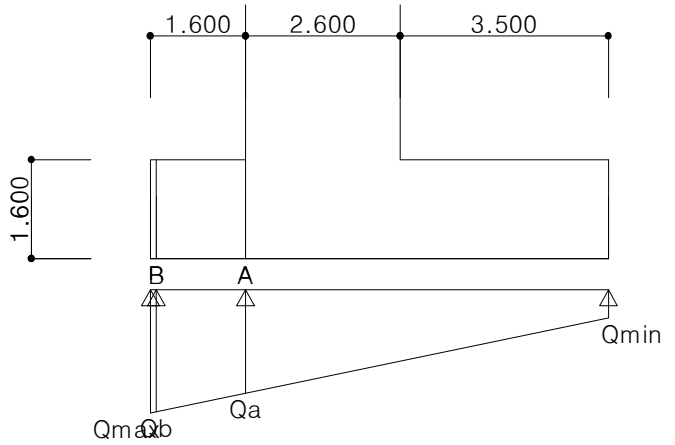
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 0.100 x 25.000 = 4.000 kN

Ma = 1.600 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 51.200 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

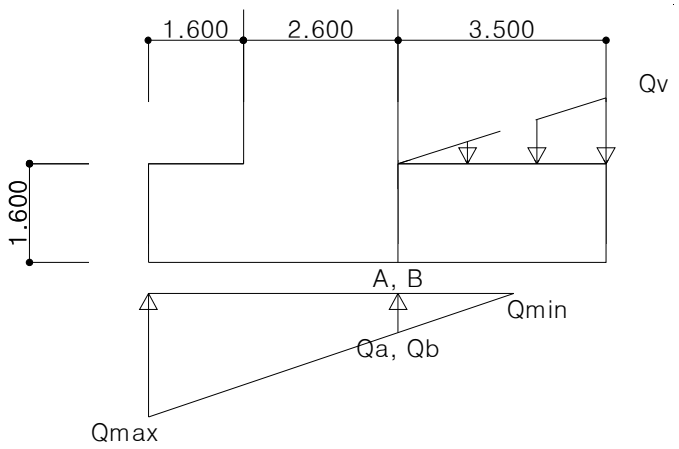
Ma = Qa x 1.600² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.600² x 2/3

- 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	408.620	359.367	405.542	40.708	502.019	35.508	435.459
COMB 2	380.547	338.551	377.923	37.924	469.182	32.724	402.622
COMB 3	438.992	341.286	432.886	43.594	520.222	39.594	469.022
COMB 4	660.770	555.103	654.165	65.747	800.701	60.547	734.141
COMB 5	554.218	471.966	549.077	55.165	674.305	49.965	607.745
COMB 6	661.349	489.222	650.591	65.597	773.086	61.597	721.886

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 = 1.600 x 3.500 x 25.000 = 140.000 kN

Ma = 1.600 x 3.500 x 25.000 x 3.500 / 2 = 245.000 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 733.013 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 733.013 kN

Ma = 733.013 x (5.938 - 4.200) = 1273.653 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.500 = 35.000 kN

Ma = 10.000 x 3.500 x 3.500 / 2 = 61.250 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 10.403^2 x sin11.667

= 59.307 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 59.307 / 3.500

= 33.890 kN

Vb = 33.890 x 3.500 / 2 = 59.307 kN

Ma = 33.890 x 3.500 x 3.500 / 3 = 138.384 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 3.500 + (Qb - Qmin) / 2 x 3.500

Ma = Qmin x 3.500^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 3.500^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 4.200)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - $4.200)^2$ / 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	171.590	279.331	279.331	789.112	1270.961	521.877	1070.228
COMB 2	178.442	270.308	270.308	785.312	1280.517	450.427	928.984
COMB 3	0.000	182.514	182.514	272.749	271.73	600.264	1246.922
COMB 4	152.251	383.396	383.396	937.382	1404.457	373.608	936.731
COMB 5	158.383	338.308	338.308	869.208	1337.441	366.531	872.06
COMB 6	0.000	209.516	209.516	204.022	132.448	668.991	1386.205

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1500.00	100.00	734.14	61.60

* 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 (1500.00 - 39.654) / 39.654 = 0.11048

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1937.728 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.183]

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 = 1937.728 mm²

ρmin = Max(1937.728, 1800.000) / bd = 0.00129

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00153

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 (1500.00 - a/2) = 866.840 kN.m

≥ Mu (= 734.141 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.181]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1500.00 = 979.796 kN

≥ Vu (= 61.597 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 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1500.00	100.00	1386.21	668.99

* 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 (1500.00 - 70.131) / 70.131 = 0.06117

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3690.841 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.098]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 3690.841 mm²

ρmin = Max(3690.841, 1800.000) / bd = 0.00246

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00270

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 (1500.00 - a/2) = 1519.693 kN.m

≥ Mu (= 1386.205 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.096]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1500.00 = 979.796 kN

≥ Vu (= 668.991 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 1600.0 x 1000.0 = 2400.000 ㎟ > 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

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

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 (H=10.403)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2600.00	2500.00	100.00	2601.40	474.71

* 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 (2500.00 - 109.924) / 109.924 = 0.06523

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4130.814 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.538]

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 = 0.00254

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (2500.00 - a/2) = 3974.730 kN.m

≥ Mu (= 2601.400 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.528]

* 전단에 대한 검토 (d = 2500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2500.00 = 1632.993 kN

≥ Vu (= 474.705 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 2600.0 x 1000.0 = 3900.000 ㎟ > 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	163.45	85.57

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 898.497 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.768]

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 (= 163.450 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.756]

* 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 (= 85.567 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 (2.962 - 0.36) = 74.850 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 2.962^2 x cos11.667 = 21.569 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.962 x 21.569 = 21.297 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 21.569 = 50.333 kN

Ms = 74.850 + 21.297 = 96.147 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.403 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체(지진시)	41.341	4.224	-	1.000	41.341	174.632
2. 배면토압(평상시)	266.028	3.468	1.000	-	266.028	922.500
3. 배면토압(지진시)	339.821	5.202	-	1.000	339.821	1767.586
4. 뒷채움 상재하중	25.572	5.202	1.000	-	25.572	133.013
5. 교량받침마찰력	17.275	7.841	1.000	-	17.275	135.451
6. 상부관성력	84.070	7.841	-	1.000	84.070	659.182

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.600 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 41.341 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.600) ~ H④ x (y④ - 1.600)] = 174.632 kN.m

y = Mo / Ho = 174.632 / 41.341 = 4.224

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	283.303	1057.951	

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+	1675.220	422.966	7749.409	1757.365
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1637.220	390.438	7529.009	1562.148
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1577.913	573.888	7141.536	3360.439
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2271.967	440.241	9294.984	1920.456
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2092.145	407.713	8707.265	1725.239
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	2032.838	657.958	8319.792	4154.133

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)	X(m)
COMB 1	1675.220	5992.044	0.273	263.864	171.258	10.731
COMB 2	1637.220	5966.861	0.205	246.672	178.579	10.934
COMB 3	1577.913	3781.098	1.454	438.992	0.000	7.189
COMB 4	2271.967	7374.527	0.604	433.959	156.162	9.738
COMB 5	2092.145	6982.026	0.513	380.265	163.149	10.012
COMB 6	2032.838	4165.659	1.801	661.349	0.000	6.148

註) B : 기초의 폭원 (7.700m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{\min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

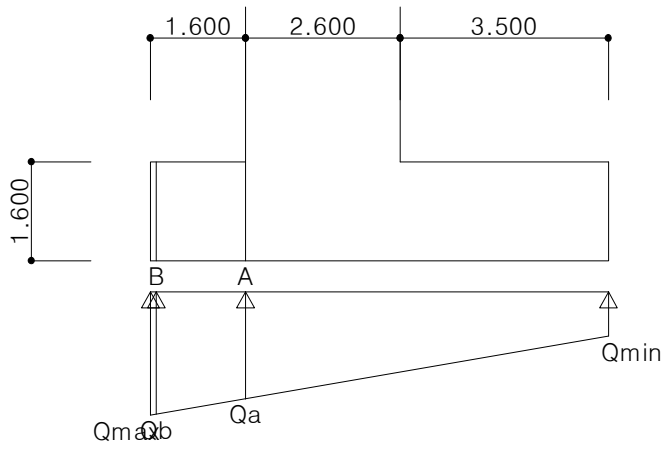
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.600 x 0.100 x 25.000 = 4.000 kN

Ma = 1.600 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 51.200 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

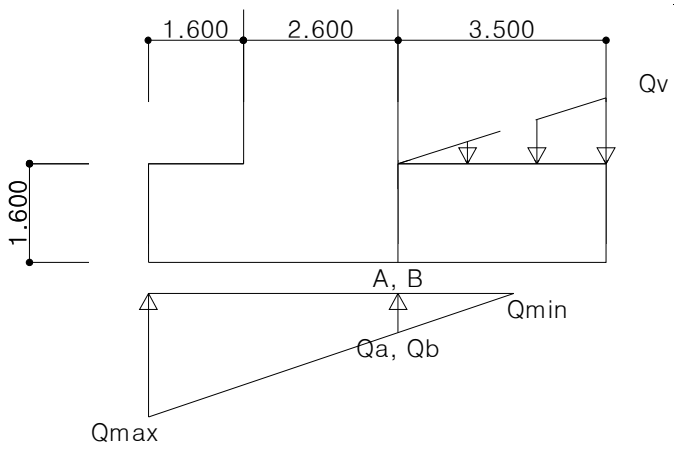
Ma = Qa x 1.600² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.600² x 2/3

- 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	263.864	244.621	262.662	26.326	329.536	22.326	278.336
COMB 2	246.672	232.523	245.788	24.623	309.704	20.623	258.504
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	433.959	376.235	430.351	43.215	530.838	39.215	479.638
COMB 5	380.265	335.150	377.445	37.886	467.49	33.886	416.29
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 -『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 3.500 + (Qb - Qmin) / 2 x 3.500

Ma = Qmin x 3.500² / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 3.500² / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 4.200)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 4.200)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	171.258	213.352	213.352	673.066	1134.896	294.254	583.391
COMB 2	178.579	209.531	209.531	679.193	1156.992	288.127	561.295
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	156.162	282.434	282.434	767.543	1214.298	199.777	503.988
COMB 5	163.149	261.838	261.838	743.728	1200.779	223.592	517.507
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)] = 479.638 x 1000000 / [2292.000 x (1500.000 - 203.932/3)]
= 146.133 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x2292.000)]
= 203.932 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 146.13) - 2.5 x 90.50 = 312.64 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 146.13) = 431.11 mm
Sa는 작은 값인 312.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 312.64 mm) ∴ O.K

② 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 583.391 x 1000000 / [4053.600 x (1500.000 - 264.764/3)]
= 101.944 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x4053.600)]
= 264.764 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.94) - 2.5 x 87.50 = 553.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 101.94) = 617.99 mm
Sa는 작은 값인 553.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 553.73 mm) ∴ O.K

③ 벽체 (H=10.403)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1057.951 x 1000000 / [6353.600 x (2500.000 - 429.185/3)]
= 70.648 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2500.0/(7x6353.600)]

= 429.185 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.65) - 2.5 x 84.00 = 904.69 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.65) = 891.75 mm

Sa는 작은 값인 891.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 891.75 mm) ∴ O.K

④ 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 96.147 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 88.816 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.82) - 2.5 x 72.00 = 706.67 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 88.82) = 709.33 mm

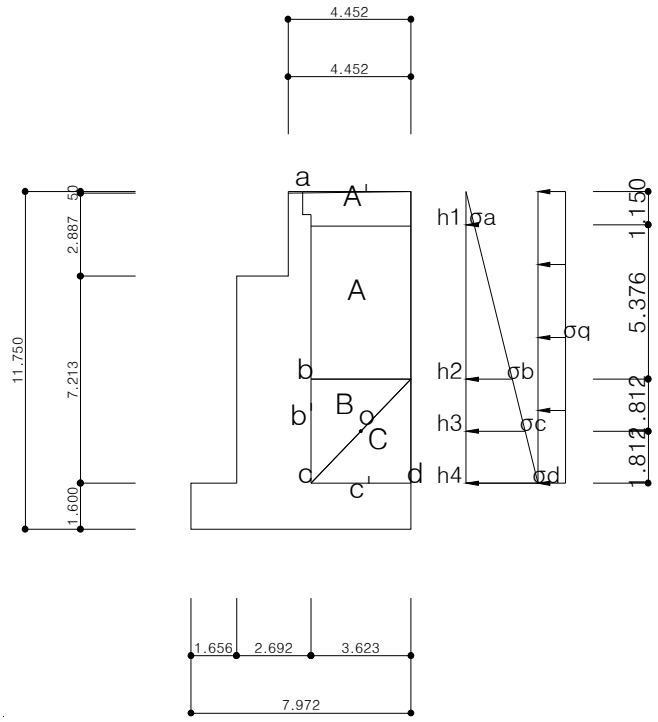
Sa는 작은 값인 706.67 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 706.67 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

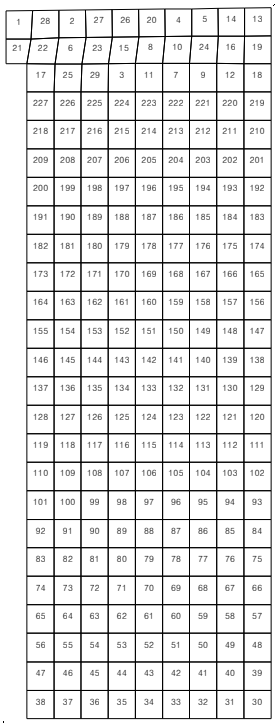


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	347.794	312.517	420.742	116.358
전단력(kN)	0	259.9	261.789	305.18	104.247

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	204.585	183.834	247.495	68.446
전단력(kN)	0	152.882	153.994	179.518	61.322

(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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	347.79	259.90

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2728.124 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.135]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00596

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 (= 347.794 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 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 (= 259.900 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	116.36	104.25

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1265.062 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.448]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 116.358 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.357]

* 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 (= 104.247 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	312.52	261.79

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2441.104 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.269]

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 (= 312.517 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.256]

* 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 (= 261.789 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	420.74	305.18

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3329.794 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.217]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 420.742 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.204]

* 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 (= 305.180 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 204.585 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 138.597 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.60) - 2.5 x 69.00 = 395.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 138.60) = 454.56 mm
Sa는 작은 값인 395.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 395.69 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 68.446 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 66.096 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.10) - 2.5 x 69.00 = 1018.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 66.10) = 953.16 mm
Sa는 작은 값인 953.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 953.16 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 183.834 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 124.539 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 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.54) - 2.5 x 69.00 = 459.83 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.54) = 505.87 mm

Sa는 작은 값인 459.83 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 459.83 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 247.495 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 129.514 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.51) - 2.5 x 67.50 = 439.29 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 129.51) = 486.43 mm

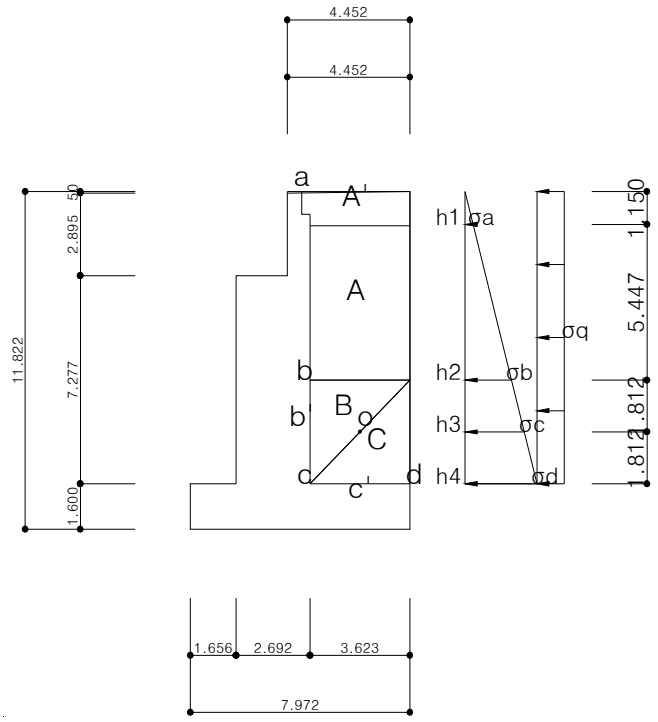
Sa는 작은 값인 439.29 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 439.29 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

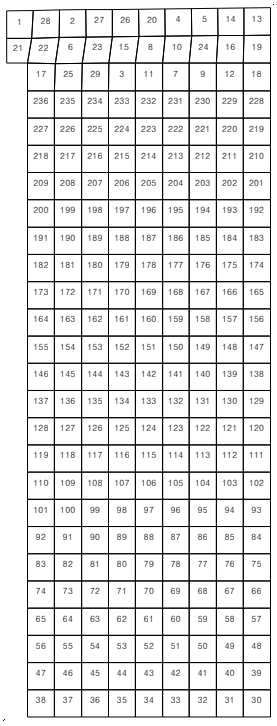


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0 °) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	351.704	309.193	428.475	116.675
전단력(kN)	0	263.073	263.811	309.961	104.574

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0	206.885	181.878	252.044	68.633
전단력(kN)	0	154.749	155.183	182.33	61.514

(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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	351.70	263.07

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2760.090 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.122]

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 (= 351.704 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.116]

* 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 (= 263.073 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	116.68	104.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1268.606 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.441]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 116.675 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.350]

* 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 (= 104.574 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	309.19	263.81

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2414.183 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.283]

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 (= 309.193 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.270]

* 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 (= 263.811 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)
1000.00	600.00	520.00	80.00	428.48	309.96

* 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 (520.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01924

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3394.245 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.194]

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 = 0.00780

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 (520.00 - a/2) = 506.698 kN.m

≥ Mu (= 428.475 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.183]

* 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 (= 309.961 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 206.885 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 140.155 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 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.16) - 2.5 x 69.00 = 389.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 140.16) = 449.50 mm
Sa는 작은 값인 389.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 389.38 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 68.633 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 66.276 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 (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.28) - 2.5 x 69.00 = 1015.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 66.28) = 950.56 mm
Sa는 작은 값인 950.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 950.56 mm) ∴ O.K

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 181.878 x 1000000 / [3096.800 x (520.000 - 130.028/3)]
= 123.214 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 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.21) - 2.5 x 69.00 = 466.63 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 123.21) = 511.30 mm

Sa는 작은 값인 466.63 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 466.63 mm) ∴ O.K

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 252.044 x 1000000 / [4053.600 x (520.000 - 145.738/3)]

= 131.895 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x4053.600)]

= 145.738 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.89) - 2.5 x 67.50 = 428.32 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 131.89) = 477.65 mm

Sa는 작은 값인 428.32 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 428.32 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

  Lp = 0.70 x 10.128 = 7.09 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

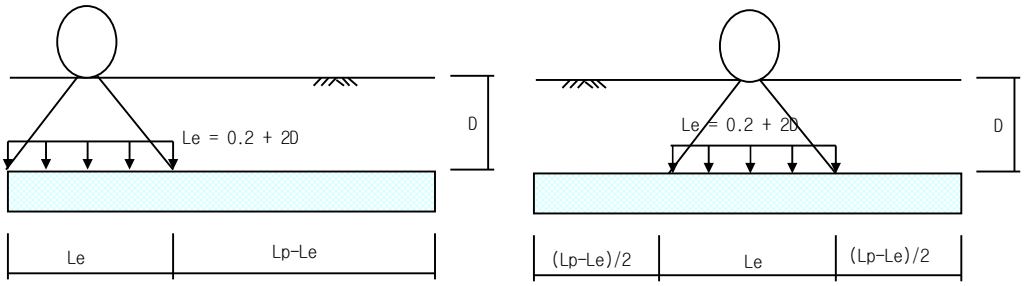
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 7.090 / 2 - 19035981104 = 35.941 kN/m

Md = 11.250 x 7.090^2 / 8 = 70.682 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 3.000 x (1 + i) / [0.200 x (96.0 + 2D)]

= 2 x 96.000 x (1 + 0.300) / [3.000 x (0.200 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN/m^2

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2 + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.350) / (2 x 7.090)

= 77.919 kN

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.090/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 145.384 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = (1.30 x Vd + 2.15 x Vl)

= 1.30 x 35.941 + 2.15 x 77.919

= 214.250 kN

Mu = (1.30 x Md + 2.15 x Ml)

= 1.30 x 71 + 2.15 x 145

= 404.461 kN.m

2) 단면력 검토

- 극한한계상태 : = 1.30 x Dc + 2.15 x LL, ηi = 1.00

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	404.46	214.25

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 83.119) / 83.119 = 0.00963

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

* 필요철근량 산정

Mu / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3748.735 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.081]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01158

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 433.692 kN.m

≥ Mu (= 404.461 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.072]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 242.487 kN

≥ Vu (= 214.250 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.090) = 20.66% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3748.7 ㎟

필요 철근량 : 3748.7 x 0.207 = 774.3 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 450 = 900.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 216.065 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 171.094 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x4053.600)]

= 115.388 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

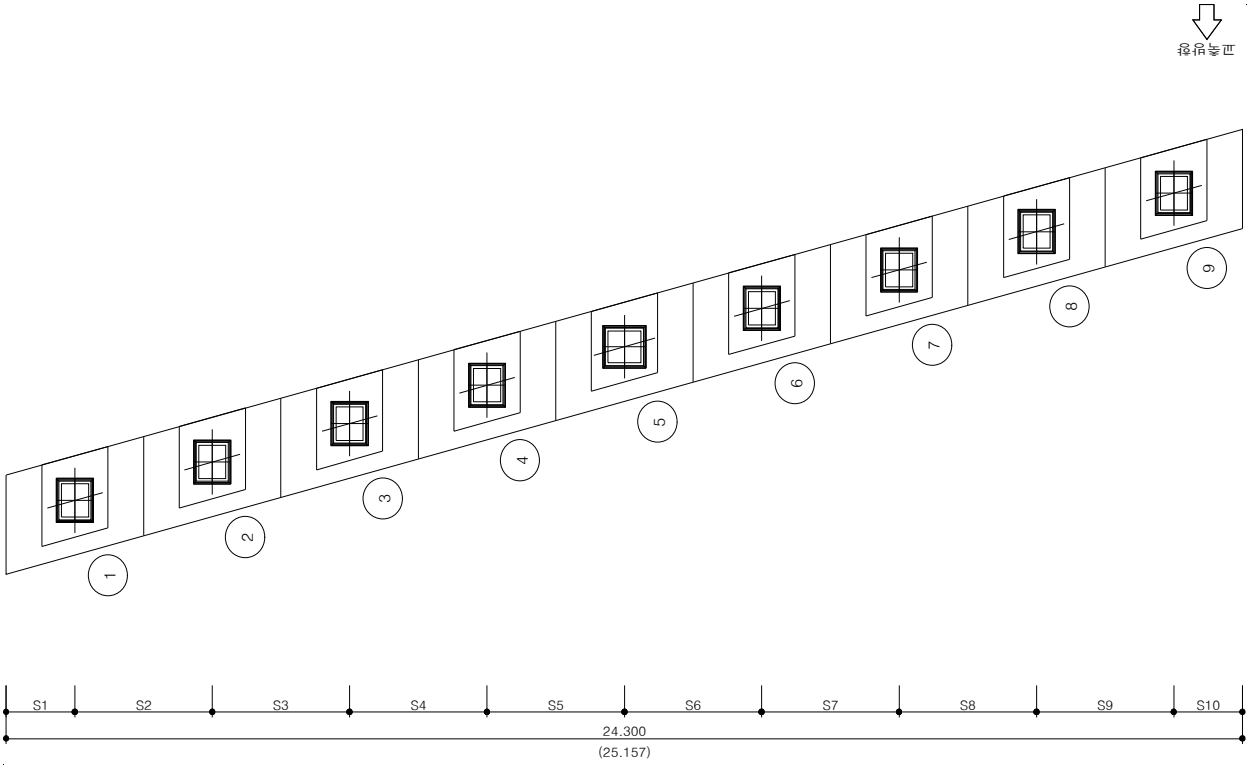
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.09) - 2.5 x 87.50 = 241.52 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 171.09) = 368.22 mm

Sa는 작은 값인 241.52 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 241.52 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 60.447 = 502.235 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	502.235	630.000	530.000	617.146	O.K
2	502.235	630.000	530.000	617.146	O.K
3	502.235	630.000	530.000	617.146	O.K
4	502.235	630.000	530.000	617.146	O.K
5	502.235	600.000	650.000	616.106	O.K
6	502.235	630.000	530.000	617.146	O.K
7	502.235	630.000	530.000	617.146	O.K
8	502.235	630.000	530.000	617.146	O.K
9	502.235	630.000	530.000	617.146	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 105.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 15.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 60.447 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 15.00^2)$

$= 309.411$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1863 - 80 - 50 = 1733$ mm ≥ 309 mm $\therefore$ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1759.260	O.K	345.096	292.977	O.K
SHOE 2	2250.000	1700.751	O.K	345.096	296.772	O.K
SHOE 3	2250.000	1663.586	O.K	345.096	293.855	O.K
SHOE 4	2250.000	1649.254	O.K	345.096	292.448	O.K
SHOE 5	2250.000	1640.937	O.K	345.096	292.248	O.K
SHOE 6	2250.000	1635.449	O.K	345.096	292.423	O.K
SHOE 7	2250.000	1633.977	O.K	345.096	293.922	O.K
SHOE 8	2250.000	1667.082	O.K	345.096	297.215	O.K
SHOE 9	2250.000	1662.189	O.K	345.096	291.852	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	1759.260	220.283	220.283	1520.000	1980.000	
2	1700.751	223.137	223.137	1520.000	1980.000	
3	1663.586	220.943	220.943	1520.000	1980.000	
4	1649.254	219.885	219.885	1520.000	1980.000	
5	1640.937	219.736	302.042	1640.000	1950.000	
6	1635.449	219.867	219.867	1520.000	1980.000	
7	1633.977	220.994	220.994	1520.000	1980.000	
8	1667.082	223.470	223.470	1520.000	1980.000	
9	1662.189	219.438	219.438	1520.000	1980.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	3467.714	6303.000	O.K	3814.234	6876.000	O.K
2	3420.253	6303.000	O.K	3755.249	6876.000	O.K
3	3363.394	6303.000	O.K	3691.070	6876.000	O.K
4	3340.055	6303.000	O.K	3664.908	6876.000	O.K
5	3371.043	6303.000	O.K	4090.105	6876.000	O.K
6	3324.244	6303.000	O.K	3646.378	6876.000	O.K
7	3330.086	6303.000	O.K	3651.930	6876.000	O.K
8	3384.212	6303.000	O.K	3712.577	6876.000	O.K
9	3351.770	6303.000	O.K	3679.171	6876.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1468.554	9532.800	O.K	1468.554	9532.800	O.K
2	1487.581	9532.800	O.K	1487.581	9532.800	O.K
3	1472.956	9532.800	O.K	1472.956	9532.800	O.K
4	1465.903	9532.800	O.K	1465.903	9532.800	O.K
5	1464.904	9135.600	O.K	2013.610	9135.600	O.K
6	1465.779	9532.800	O.K	1465.779	9532.800	O.K
7	1473.294	9532.800	O.K	1473.294	9532.800	O.K
8	1489.801	9532.800	O.K	1489.801	9532.800	O.K
9	1462.919	9532.800	O.K	1462.919	9532.800	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1640.937 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 60.4

  = 0.015112 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 3195.333 x 0.015112

  = 48.287 kN/m

  Hx1 = 48.287 / 1.15 = 41.989 kN

  Hx2 = 0.000 / -1908084215749359200000 0 = 219.736 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 219.736 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 24.300 / 4.338 = 5.602 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (24.300 / 4.338)] x 4.338 = 12.5 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 12.492 x 60.447 / 2 / 1EA / 1.25 = 302.042 kN

  Hy2 = 292.248 / 1.33 = 219.736 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 302.042 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm b1y = 650.000 mm

b2x = 990.000 mm b2y = 1350.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1980.000 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2700.000 mm < 5 x b1y = 3250.000 mm

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

= 1/4 x (1 - 600.000/1980.000) x 1640.937 x 10^3 /150.000

= 1906.139 mm^2

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

= 1/4 x (1 - 650.000/2700.000) x 1640.937 x 10^3 /150.000

= 2076.494 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 219.736 x 10^3 / 150.000

= 1464.904 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 302.042 x 10^3 / 150.000

= 2013.610 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1350.000 = 1950.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 650.000 + 990.000 = 1640.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 2076.494 + 2013.610 = 4090.105 mm^2

  Bxo = 1950.000 mm 범위내에서 D19 - 24 EA

  As = 286.500 x 24 = 6876.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1906.139 + 1464.904 = 3371.043 mm^2

  Byo = 1640.000 mm 범위내에서 D19 - 22 EA

  As = 286.500 x 22 = 6303.000 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 302.042 x 10^3 / 150.000 = 2013.610 ㎟

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 219.736 x 10^3 / 150.000 = 1464.904 ㎟

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 ㎟ ∴ O.K