| 계약번호 | 제2012-2-303-201201-00호 |
|---|---|
| 문서번호 | |

| 자 료 번 호 | |
|---|---|
| 개 정 번 호 | Rev.0(2015.4) |

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구) 노반 기본 및 실시설계

# 구 조 계 산 서 (3/20)

| 제 출 목 적 | |
|---|---|
| | 기 성 신 청 |
| | 검 토/ 승 인 |
| | 설 계 변 경 |
| | 기본설계 준 공 |
| ○ | 실시설계 준 공 |
| | 시 공 준 공 |
| | 기 타 설 계 용 |

2015. 4.

| 확 인 | 작 성 자 | 검 토 자 | 승 인 자 |
|---|---|---|---|
| | | 임 철수 | |
| | 이정선 | 임철수 | 최석운 |

한국철도시설공단 KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

서현기술단 SEOHYUN ENGINEERING

seoyeong | 주 | 서영엔지니어링

주식회사 동명기술공단

sunjin ENGINEERING & ARCHITECTURE

(주)선구엔지니어링 SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구)

노반 기본 및 실시설계

# 구 조 계 산 서 (3/20)

자료번호 :

| 개 정 현 황 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| 00 | 2015.4 | 실시설계 준공 | 이정선 | 임철수 | 최석운 |
| 개정 번호 | 일 자 | 개 정 사 유 | 작 성 | 검 토 | 승 인 |

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

# C·O·N·T·E·N·T·S

## 구조계산서 1권

### 제1장 탑 리 제 1 교


1. 탑리제1교 ····· 1
1.1 상부공 ····· 3
1.1.1 PRECOM ····· 5
1.2 교대공 ····· 219
1.2.1 A1 ····· 221
1.2.2 A2 ····· 297
1.3 교각공 ····· 373
1.3.1 P1(P2) ····· 375
1.4 내진해석 ····· 489
1.5 가시설공 ····· 511
1.5.1 A1 버팀보 사보강 ····· 513
1.5.2 P1 버팀보 사보강 ····· 537
1.5.3 P2 버팀보 사보강 ····· 561
1.5.4 A2 버팀보 사보강 ····· 585


## 구조계산서 2권

### 제2장 탑 리 제 2 교


2. 탑리제2교 ····· 1
2.1 상부공 ····· 3
2.1.1 PSC ····· 5
2.2 교대공 ····· 131
2.2.1 A1 ····· 133
2.2.2 A2 ····· 227
2.3 교각공 ····· 321
2.3.1 P1(P2) ····· 323
2.3.2 P4(P3) ····· 437
2.4 내진해석 ····· 551
2.5 가시설공 ····· 571
2.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····· 573


## 구조계산서 3권

### 제3장 탑 리 제 3 교


3. 탑리제3교 ····· 1
3.1 라멘공 ····· 3
3.2 옹벽공 ····· 369
3.2.1 A1(H=5.5m) 좌우측 ····· 371
3.2.2 A2(H=3.5m) 좌측 ····· 391
3.2.3 A2(H=3.0m) 우측 ····· 411
3.3 가시설공 ····· 431
3.3.1 A1 버팀보 ····· 433
3.3.2 A1 버팀보 사보강 ····· 457
3.3.3 A2 버팀보 ····· 481
3.3.4 A2 버팀보 사보강 ····· 505


## 구조계산서 4권

### 제4장 탑 리 제 4 교


4. 탑리제4교 ····· 1
4.1 상부공 ····· 3
4.1.1 WPC ····· 5
4.2 교대공 ····· 97
4.2.1 A1 ····· 99
4.2.2 A2 ····· 193
4.3 옹벽공 ····· 287
4.3.1 A1,A2(H=4.0m) ····· 289


### 제5장 산 운 교


5. 산운교 ····· 309
5.1 상부공 ····· 311
5.1.1 PSC ····· 313
5.1.2 SCP ····· 439

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

# C·O·N·T·E·N·T·S

## 구조계산서 5권


5.2 교대공 ····· 3
5.2.1 A1 ····· 5
5.2.2 A2 ····· 81
5.3 교각공 ····· 157
5.3.1 P1 ····· 159
5.3.2 P3(P2~P4) ····· 271
5.3.3 P5 ····· 383
5.3.4 P6 ····· 495


## 구조계산서 6권


5.4 내진해석 ····· 3
5.5 가시설공 ····· 23
5.5.1 P1~P3,P5 버팀보 사보강 ····· 25
5.5.2 P4 버팀보 사보강 ····· 49

제6장 순 호 교

6. 순호교 ····· 73
6.1 상부공 ····· 75
6.1.1 PSC ····· 77
6.1.2 PSC-e ····· 203
6.2 교대공 ····· 383
6.2.1 A1 ····· 385
6.2.2 A2 ····· 461


## 구조계산서 7권


6.3 교각공 ····· 3
6.3.1 P2 ····· 5
6.3.1 P3(P4) ····· 119
6.3.1 P5(P1) ····· 233
6.4 내진해석 ····· 347
6.5 가시설공 ····· 367
6.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····· 369
6.5.2 P5 버팀보 사보강 ····· 393

제7장 수 북 교

7. 수북교 ····· 417
7.1 상부공 ····· 419
7.1.1 PSC ····· 421


## 구조계산서 8권


7.2 교대공 ····· 3
7.2.1 A1 ····· 5
7.2.2 A2 ····· 81
7.3 교각공 ····· 157
7.3.1 P2(P1) ····· 159
7.4 내진해석 ····· 273
7.5 가시설공 ····· 293
7.5.1 P2 버팀보 사보강 ····· 295

제8장 파 전 제 1 교

8. 파전제1교 ····· 319
8.1 상부공 ····· 321
8.1.1 IPC ····· 323
8.1.2 RPF ····· 449


## 구조계산서 9권


8.1.3 PSC ····· 3
8.2 교대공 ····· 129
8.2.1 A1 ····· 131
8.2.2 A2 ····· 225
8.3 교각공 ····· 319
8.3.1 P2 ····· 321
8.3.1 P3(P1) ····· 433

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

# C·O·N·T·E·N·T·S

## 구조계산서 10권


8.3.1 P4 ····3
8.3.1 P5 ····115
8.3.1 P6 ····227
8.4 내진해석 ····339
8.5 가시설공 ····359
8.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····361
8.5.2 P3 버팀보 사보강 ····385
8.5.3 P4,P6 버팀보 사보강 ····409
8.5.4 P6 버팀보 사보강 ····433


## 구조계산서 11권

### 제9장 파 전 제 2 교


9. 파전제2교 ····1
9.1 상부공 ····3
9.1.1 PSC ····5
9.1.2 RPF ····131
9.2 교대공 ····289
9.2.1 A1 ····291
9.2.2 A2 ····385
9.3 교각공 ····479
9.3.1 P1 ····481


## 구조계산서 12권


9.3.2 P2 ····3
9.4 내진해석 ····115
9.5 가시설공 ····135
9.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····137


### 제10장 파 전 제 3 교


10. 파전제3교 ····161
10.1 상부공 ····163
10.1.1 PSC(S1~S3) ····165
10.1.2 PSC(S4~S5,S7~S8) ····287


## 구조계산서 13권


10.1.3 RPF ····3
10.2 교대공 ····123
10.2.1 A1 ····125
10.2.2 A2 ····221
10.3 교각공 ····317
10.3.1 P1(P2) ····319
10.3.2 P3 ····419
10.3.3 P5 ····517


## 구조계산서 14권


10.3.4 P6 ····3
10.3.5 P7(P4) ····105
10.4 내진해석 ····205
10.5 가시설공 ····233
10.5.1 P4 버팀보 ····235
10.5.2 P4 버팀보 사보강 ····259
10.5.3 P5 버팀보 ····283
10.5.4 P5 버팀보 사보강 ····307
10.5.5 P7 버팀보 ····331
10.5.6 P7 버팀보 사보강 ····355


### 제11장 교 량 기 초


11. 교량기초 ····379
11.1 직접기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대) ····381


## 구조계산서 15권


11.2 직접기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암) ····3

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

# C·O·N·T·E·N·T·S


11.3 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대) ·····221
11.4 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암) ···241
11.5 말뚝기초 수평지지력, 수평변위 ·····285
11.6 교대 활동 검토 ·····451


## 구조계산서 16권

### 제12장 구 교


12.1 학미 제3 ·····3
12.2 학미 제4 ·····147
12.3 탑리 제1 ·····239
12.4 탑리 제2 ·····331
12.5 탑리 제3 ·····435


## 구조계산서 17권


12.6 탑리 제4 ·····3
12.7 탑리 제5 ·····117
12.8 탑리 제6 ·····221
12.9 탑리 제7 ·····335
12.10 산운 제1 ·····439
12.11 산운 제2 ·····553


## 구조계산서 18권


12.12 산운 제3 ·····3
12.13 산운 제4 ·····95
12.14 산운 제5 ·····187
12.15 순호 제1 ·····301
12.16 순호 제2 ·····415


## 구조계산서 19권


12.17 파전 제1 ·····3
12.18 파전 제2 ·····117
12.19 파전 제3 ·····231
12.20 파전 제4 ·····345
12.21 파전 제5 ·····459


## 구조계산서 20권

### 제13장 B(함)


13.1 B(함)산운제1 ·····3
13.2 B(함)산운제2 ·····299
13.3 B(함)산운제3~5 ·····385
13.4 B(함)파전 ·····471
13.5 B(함)연계, 탑리 ·····631

# 제3장 탑리제3교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계


3.1 라 멘 공
3.2 옹 벽 공
3.3 가 시 설 공

# 3.1 라멘공

# 1 . 설계조건

## 1 .1 일반사항

- 교량 형식 : 합성형 RAHMEN교
- 경 간 장 : 20.000 m
- 폭 원 : 10.900 m
- 선로 개수 : 2 ea (복선)
- 평면 조건 : 사각 = 75 ° , 평면곡선 = ∞ m
- 철도 하중 : KRL-2012 표준열차하중
- 기초 형식 : 직접기초 , 직접기초

[철도교설계기준(노반편), P8-7]

## 1 .2 하중조건

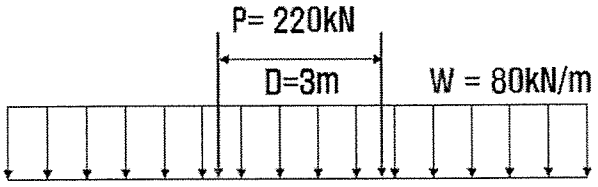
1) 고정하중

[철도교설계기준(노반편), P8-17]

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| - 강재 | : | 77.000 | kN/㎥ | - PC침목 | : | 24.500 | kN/㎥ |
| - 철근콘크리트 | : | 24.500 | kN/㎥ | - 궤도(유도상) | : | 3.000 | kN/m |
| - 무근콘크리트 | : | 23.000 | kN/㎥ | - 방수및방진재 | : | 11.000 | kN/㎥ |
| - 도상자갈 | : | 19.000 | kN/㎥ | (보선작업과정 고려하여 30 % 할증) | | | |

2) 활하중

- KRL-2012 표준열차하중도(여객 및 화물 혼용선)




3) 교대 배면의 상재하중(지표면 재하하중)

[철도교설계기준(노반편), P8-21]

- 지표면 재하하중(ql) : 35.000 kN/m²

4) 충격하중

- KRL-2012 표준열차하중

[철도교설계기준(노반편), P8-34]

| 궤도 충격하중 | 조건 |
|---|---|
| i = 1.44 / (√Le-0.2) - 0.18 | 0 < i < 0.67 |

- 군집하중 : 등분포 군집하중은 충격을 고려하지 않음.

5) 탈선하중

[철도교설계기준(노반편), P8-49~50]

- 다음과 같은 두가지 탈선상태의 하중이 고려되어야한다
  탈선상황 1 : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조 안에 존재할때
  탈선상황 2 : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝부분에 걸쳐있을때

6) 군집하중 [철도교설계기준(철도교편)] p37

- 바닥판 설계 : 5.000 kN/m² ☜ 콘크리트 슬래브(캔틸레버), 교측보도(도상궤도의 교량거더)
- 주 형 설계 : 3.500 kN/m² ☜ BEAM

7) 시동 및 제동하중

[철도교설계기준(노반편), P8-40]

- 시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다
- KRL-2012하중은 1.8m의 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용한다

8) 장대레일 종하중

[철도교설계기준(노반편), P8-45]

- 교량상의 궤도에 장대레일 을 적용하는 경우 궤도에 있어서 궤도와 슬래브 각각에서의 신축이음 적용여부에 따라 종방향 응력결과가 다르다

## 1 .3 내진해석

- 내진등급 : I 등급교 ( 위험도계수 = 1.4 )

| 내진등급 | I | II |
|---|---|---|
| 재현주기(년) | 1000 | 500 |
| 위험도계수 I | 1.4 | 1.0 |

- 내진구역 : I 구역 ( 지진구역계수 = 0.11 )

| 지진구역 | 행정구역 | | 구역계수(Z) |
|---|---|---|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산과역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 | 경기도, 강원도남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도북동부 | |
| II | 도 | 강원도북부, 전라남도남서부, 제주도 | 0.07 |

- 지반종류 : II 지반 ( 지반계수 = 1.2 )

| 지반 분류 | 지반 계수 | 지반종류의 호칭 | 지표면아래 30m 토층에 대한 평균지반특성 | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | 전단파속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) | 비배수 전단강도 Su(Kpa) |
| I | 1.0 | 경암지반 보통암지반 | 760이상 | - | - |
| II | 1.2 | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| III | 1.5 | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| IV | 2.0 | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| V | | 부지고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

- 가속도계수 : A = 지진구역계수 x 위험도계수 = 0.154
- 응답수정계수 : 상부 슬래브 및 벽식교각 R = 1.0
  기둥 또는 교각과 기초 R = 1.0
- 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법 ( SINGLE-MODE SPECTRUM ANALYSIS )

## 1 .4 사용재료 및 물리상수

### 1) 강재

- 종류 : SM 520
- 항복강도 : fsy = 355 MPa
- 탄성계수 : Es = 205,000 MPa
- 단위중량 : $\gamma s$ = 77.00 kN/m³

### 2) 거더 하부플랜지 콘크리트

- 설계기준강도 : fck = 45 MPa
- 탄성계수 : Ec = $0.077 \times mc^{1.5} \times (fcu)^{\wedge}1/3$ = 31,080 MPa ( fcu = fck + 4 MPa, mc: 2,300 kg/m³)
- 단위중량 : $\gamma c$ = 24.50 kN/m³

### 3) 구체 및 바닥판 콘크리트

- 설계기준강도 : $fck_1$ = 30 MPa
- 탄성계수 : $Ec_1$ = $0.077 \times mc^{1.5} \times (fcu)^{\wedge}1/3$ = 27,515 MPa ( fcu = fck + 4 MPa, mc: 2,300 kg/m³)

  전단탄성계수 : G = $Ec_1$ / 2.36 = 11,659 MPa

  v = 0.18 로 가정 ( Poisson's ratio , 콘크리트 )

### 4) 보강철근

- 종류 : SD 40
- 항복강도 : fry = 400 MPa
- 탄성계수 : Er = 200,000 MPa

### 5) 토질정수

- 내부마찰각 : $\phi$ = 35 °
- 단위중량 : $\gamma so$ = 20.00 kN/m³
- 토압계수

  상시 : 정지토압계수

  지진시 : Mononobe - Okabe 계수
- 지반의 토질상수

  지반의 N치 : N = 40 ( 풍화암 )

  변형계수 : Eo = 1.0 ×N = 1.0 × 40 = 40 MPa

  전단탄성계수 : G = Eo / {2·(1 + v)} = 15 MPa

  여기서, v = 0.35 ( Poisson's ratio , 모래 및 자갈 )

### 6) 기타 물리상수

슬래브와 하부플랜지 콘크리트의 탄성계수비 : ncc = Ec / $Ec_1$ = 1.130

슬래브와 강재의 탄성계수비 : nsc = Es / $Ec_1$ - 1 = 6.450

## 1 .5 설계방법

- 프리스트레스트 합성거더 : 허용응력설계법
- 슬래브 상단, 교대벽체부, 교각기둥부 : 강도설계법

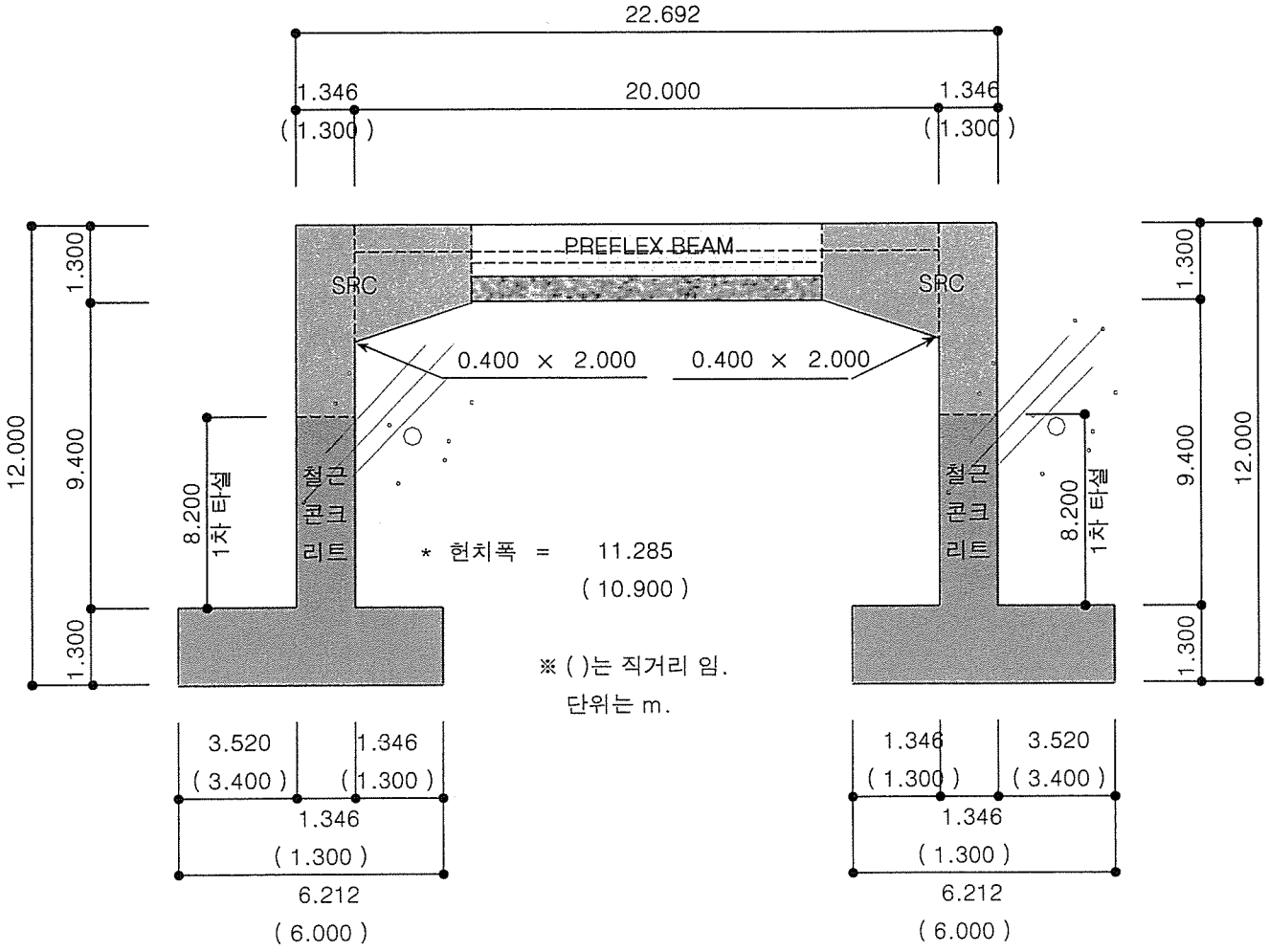
## 1 .6 참고문헌


1) 철도설계기준(노반편) - 국토해양부 (2011년)
2) 철도설계편람(토목편)(Ⅳ)콘크리트교량 - 한국철도시설공단 (2004년)
3) 도로교설계기준 - 한국도로교통협회 (2010년)
4) 콘크리트구조설계기준 - 건설교통부 (2007년)
5) 도로설계요령 제3권 교량편 - 한국도로공사 (2001년)
6) 고속도로 교량의 내진설계편람 - 한국도로공사 (2000년)
7) PREFLEX 합성형 표준시방서 및 동해설(안)
8) PREFLEX 합성형 설계제작 및 시공지도서

# 2 . 표준단면도

## 2 .1 표준 종단면도

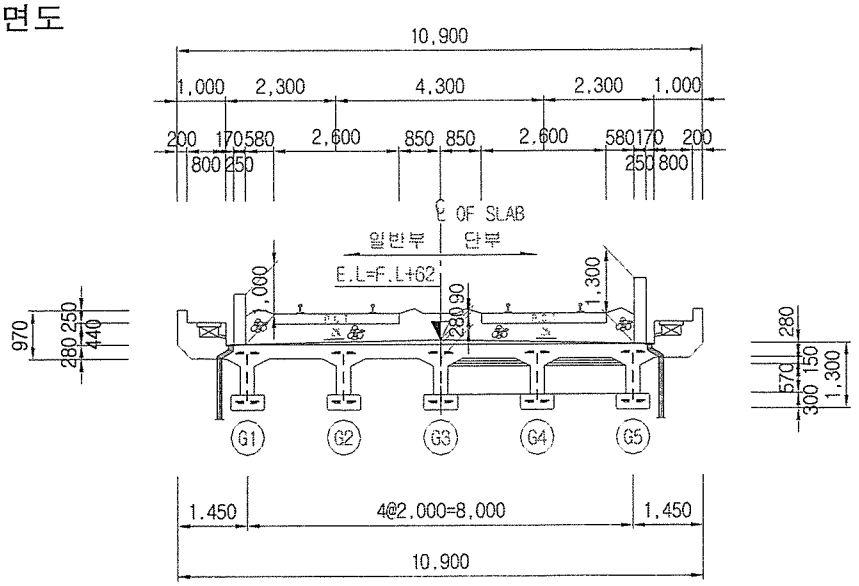
( 시점 SKEW= 75 ° )
( 종점 SKEW= 75 ° )



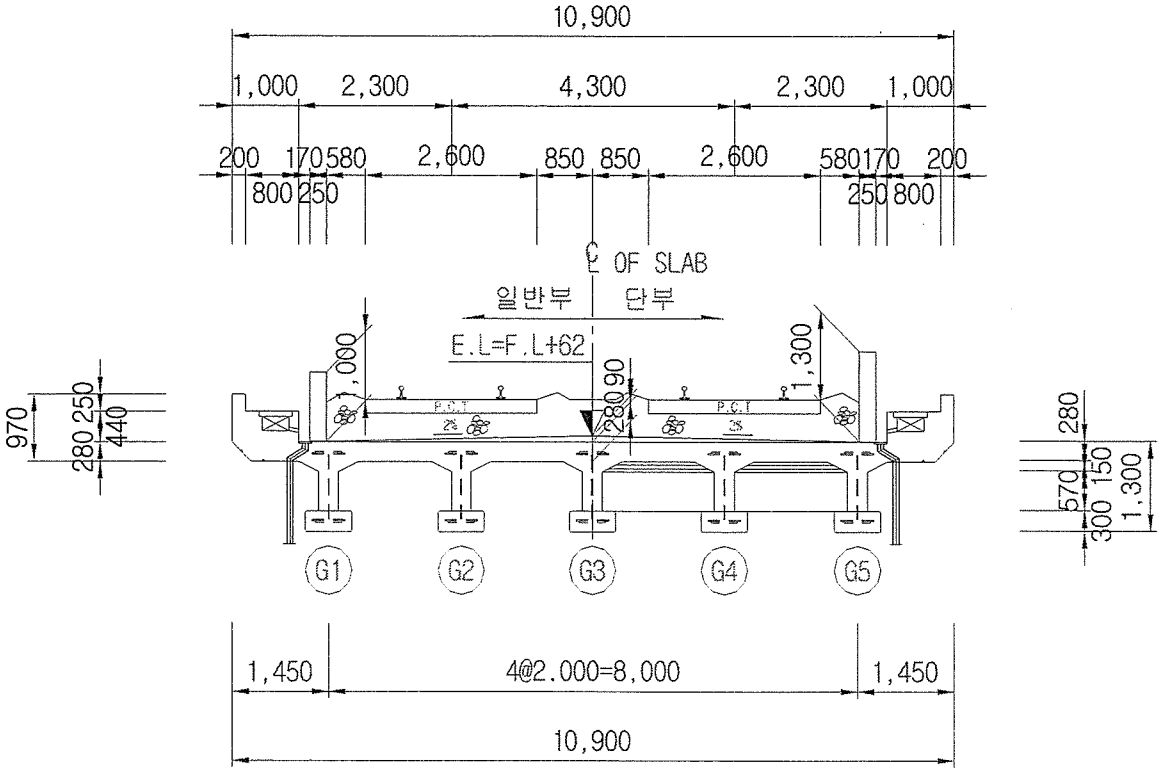

* 시점 벽체길이 = 11.285 ( 10.900 )
* 시점 벽체부 기초길이 = 11.285 ( 10.900 )

* 종점 벽체길이 = 11.285 ( 10.900 )
* 종점 벽체부 기초길이 = 11.285 ( 10.900 )

## 2 .2 표준 횡단면도



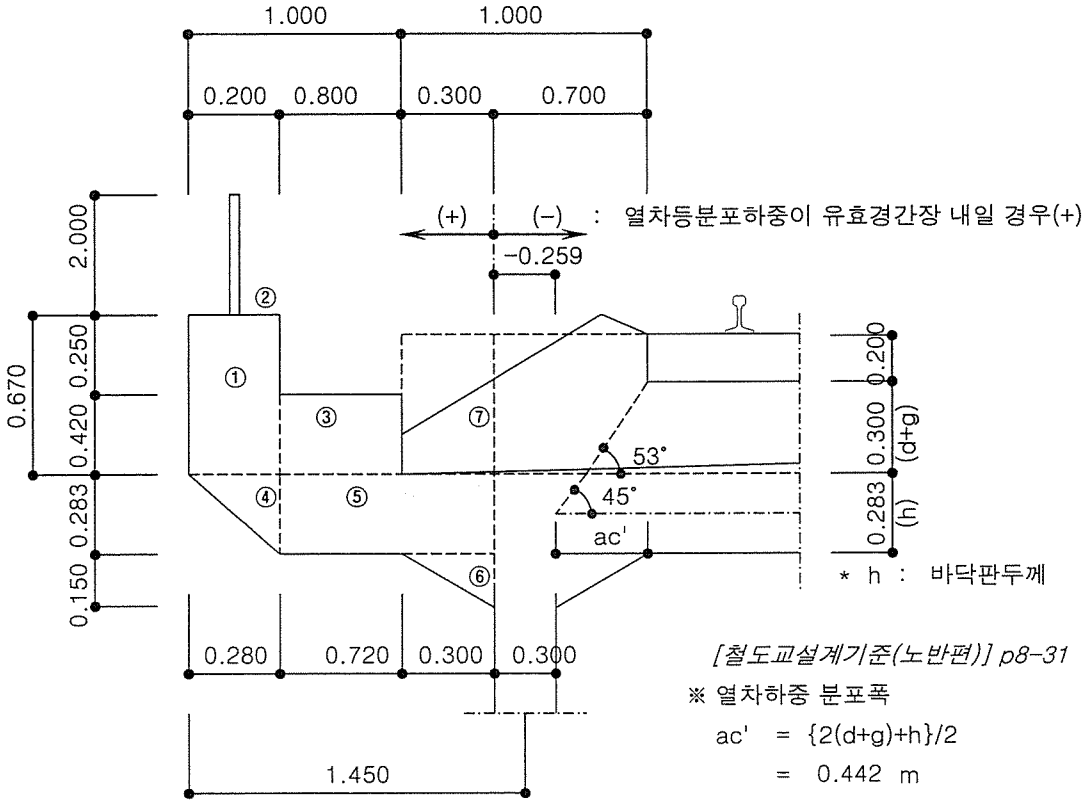
## 3 . 바닥판 설계


10,900
1,000
2,300
4,300
2,300
1,000
200
170
580
2,600
850
850
2,600
580
170
200
800
250
250
800
℄ OF SLAB
일반부
단부
E.L=F.L+62
1,000
280.90
1,300
970
280
250
440
280
570
300
150
1,300
P.C.T
2%
2%
G1
G2
G3
G4
G5
1,450
4@2.000=8,000
1,450
10,900

## 3 .1 캔틸레버부

### 1) 설계단면

- 고정하중에 대한 캔틸레버 수평길이 = 1.450 - ( 0.300 × 1/2 ) = 1.300 m
- SKEW 90 ° 를 고려한 캔틸레버 길이 = 1.300 m : 고정하중에 대한 유효경간장




*[철도교설계기준(노반편)] p8-31*

※ 열차하중 분포폭

ac' = {2(d+g)+h}/2

= 0.442 m

### 2) 바닥판의 유효지간장 산정

*[철도교설계기준(노반편)] p10-181*

단순판 및 연속판에 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간은 순지간으로 한다.

### 3) 바닥판의 최소두께

*[철도교설계기준(노반편)] p10-184*

열차등분포하중이 유효경간장내에 작용하지 못하므로 열차하중을 고려하지 않는다.

지 간 : L = 0.000 m : 열차활하중에 대한 지간

최소두께 : $T_{min}$ = 140 mm : 보도부분 바닥판의 최소두께

사용두께 : $T_{use}$ = 283 + 300 / 3 : 슬래브두께+헌치폭/3

= 383 mm > $T_{min}$ = 140 mm ☞ O.K

## 4) 하중계산

### 가) 고정하중

| 구분 | 단면 | 중량 kN/m | 거리 m | 모멘트 kN·m/m |
|---|---|---|---|---|
| ① 연석 | 0.200 × 0.670 × 24.500 = | 3.2830 | 1.2000 | 3.9396 |
| ② 방음벽관련 | 5.328 = | 5.3280 | 1.2000 | 6.3936 |
| ③ 공동구 | 0.800 × 0.420 × 24.500 = | 8.2320 | 0.7000 | 5.7624 |
| ④ 바닥판 | 1/2 × 0.280 × 0.283 × 24.500 = | 0.9707 | 1.1133 | 1.0807 |
| ⑤ 바닥판 | 1.020 × 0.283 × 24.500 = | 7.0722 | 0.5100 | 3.6068 |
| ⑥ 헌치 | 1/2 × 0.300 × 0.150 × 24.500 = | 0.5513 | 0.1000 | 0.0551 |
| ⑦ 도상자갈 | 0.300 × 0.550 × 19.000 × 1.300 = | 4.0755 | 0.1500 | 0.6113 |
| ⑧ 탈선방호벽 | 0.250 × 1.300 × 24.500 = | 7.9625 | 0.0050 | 0.0398 |
| ⑨ 전철주기초 | 20.000 = | 20.0000 | 1.3000 | 26.0000 |
| | 합계 = | 29.5126 | | 47.4894 |

- 방호벽의 무게중심 산정 (방호벽 무게중심에서 캔틸레버 끝단까지의 거리)

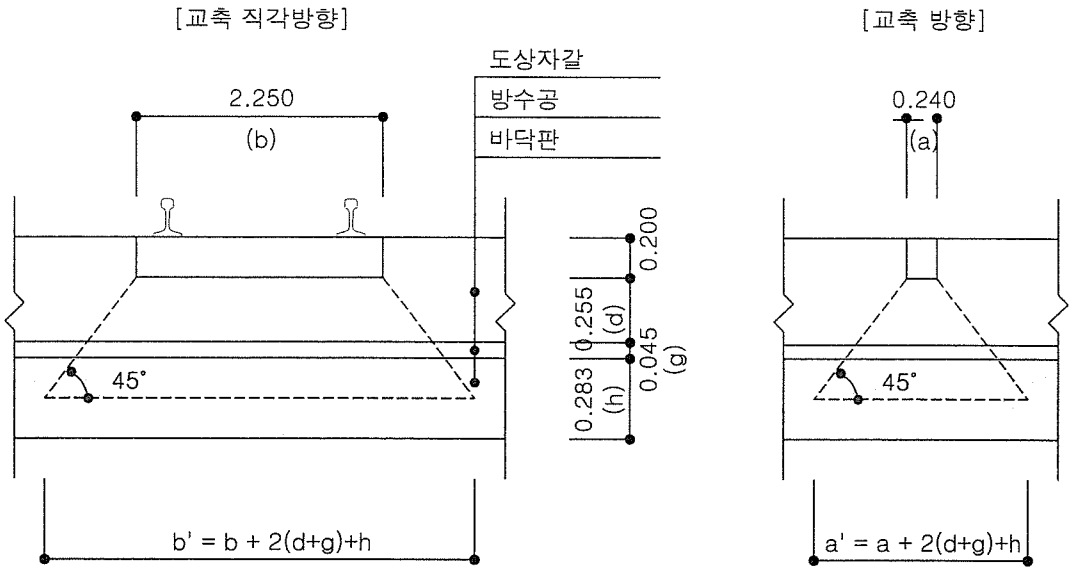
  x = 유효경간 – 방호벽의 모멘트 합계 / 방호벽의 중량합계

  = 1.300 – 3.9396 / 3.2830 = 0.1000 m ≒ 0.100 m

### 나) 활하중

① 열차활하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-31*

- 열차하중 분포폭




b' = b + 2(d+g)+h = 2.250 + 2 ( 0.255 + 0.045 ) + 0.283 = 3.133 m

a' = a + 2(d+g)+h = 0.240 + 2 ( 0.255 + 0.045 ) + 0.283 = 1.123 m

- 작용 단면력

i = 1.44/(√Lc-0.2)-0.18 = 0.67 ≥ 0.670
∴ 0.670 적용
$WL_1$ = ( 250 + 0.240 × 80 ) / ( 3.133 × 1.123 ) = 76.513 kN/m²
$ML_1$ = 76.513 × 0.000 ² × 1/2 = 0.000 kN·m/m
$MLI_1$ = 0.000 × ( 1 + 0.670 ) = 0.000 kN·m/m

② 군집하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-46*

$WL_2$ = 5.000 kN/m²
$ML_2$ = ( 5.000 × 0.800 ) × 0.700 = 2.800 kN·m/m

③ 활하중 소계

ML = $MLI_1$ + $ML_2$ = 0.000 + 2.800 = 2.800 kN·m/m

### 다) 탈선하중

- 탈선하중은 방호벽때문에 영향을 고려치 않음.

### 라) 풍하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-42*

① 활하중 재하시
Ww = 1.500 kN/m²
Mw = 1.500 × ( 2.000 + 0.250 ) × [ ( 2.000 + 0.250 ) / 2
+ 0.420 + 0.283 / 2 ]
= 5.692 kN·m/m

② 활하중 비재하시
Ww = 3.000 kN/m²
Mw = 3.000 × ( 2.000 + 0.250 ) × [ ( 2.000 + 0.250 ) / 2
+ 0.420 + 0.283 / 2 ]
= 11.384 kN·m/m

### 마) 원심하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-38*

- 곡률이 없으므로 원심하중에 대한 영향을 고려치 않음

### 바) 모멘트 요약정리

| | | | |
|---|---|---|---|
| 고정하중 | = 47.489 kN·m/m | 풍하중 | = 5.692 kN·m/m (활하중 재하시) |
| 활하중 | = 2.800 kN·m/m | 풍하중 | = 11.384 kN·m/m (활하중 비재하시) |
| 탈선하중 | = 0.000 kN·m/m | 원심하중 | = 0.000 kN·m/m |

사) 하중조합 *[철도교설계기준(노반편)] p8-57*

① 사용하중 : 사용성 검토시

| 하중경우 | 고정하중 | 활 하 중 | 탈선하중 | 풍하중 (활하중 재하시) | 풍하중 (활하중 비재하시) | 원심하중 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Case 1 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | |
| Case 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | |
| Case 3 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 0.00 | 1.00 | |
| Case 4 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | |
| Case 5 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |

② 계수하중 : 단면 검토시

| 하중경우 | 고정하중 | 활 하 중 | 탈선하중 | 풍하중 (활하중 재하시) | 풍하중 (활하중 비재하시) | 원심하중 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Case 1 | 1.35 | 1.85 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.35 | |
| Case 2 | 1.60 | 1.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.60 | |
| Case 3 | 1.35 | 1.40 | 0.00 | 0.675 | 0.00 | 1.35 | |
| Case 4 | 1.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.35 | 0.00 | |
| Case 5 | 1.35 | 1.40 | 1.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |
| Case 6 | 1.20 | 0.00 | 1.20 | 0.00 | 1.20 | 0.00 | |

③ 하중조합 결과

| 구 분 | 사 용 하 중 | 계 수 하 중 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| | M (kN·m) | M (kN·m) | |
| Case 1 | 50.289 | 69.291 | |
| Case 2 | 50.289 | 80.463 | |
| Case 3 | 53.135 | 71.873 | |
| Case 4 | 47.489 | 79.479 | |
| Case 5 | 47.489 | 68.031 | |
| Case 6 | 0.000 | 70.648 | |

④ 적용하중

| 구 분 | 사 용 하 중 | 계 수 하 중 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| | M (kN·m) | M (kN·m) | |
| 최대치 | 53.135 | 80.463 | |

## 5) 단면설계

### 가) 보강철근량 산정

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 80.463 | kN-m | | | |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 383 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 323 | mm | dc | 60 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H16 | 300 | 1 | 662.00 | O.K | |
| mm | H16 | 300 | 2 | 662.00 | | |
| TOTAL | | | | 1324.00 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 20.769 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03600 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.90 x 1324 x 400 x ( 323 - 20.769 / 2 ) / 1000000

= 149.010 kN -m > Mu = 80.463 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 703.31 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (703.31 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 10.419 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.004

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.004

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.004 x 1000 x 323 = 1130.50 $mm^2$

As2 = 4/3 x 703.31 = 937.75 $mm^2$

Asreq = 937.75 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

[ 배력철근의 계산 ] *[철도교설계기준(노반편)] p10-190*

(As)req_d = (As) / 6 = 221 $mm^2$

수축 · 온도철근량 *[철도교설계기준(노반편)] p10-34*

= 0.002·b·h = 766 $mm^2$

(As)use : H 13 @ 150 = 844.667 $mm^2$ > 766.000 $mm^2$ ☞ O.K

[ 전단에 대한 검토 ] *[철도교설계기준(노반편)] p10-181*

『10.10.4항』 에 규정하는 보위의 바닥판의 최소두께를 만족하고, 『10.10.5』 (1)항의 규정에 따른 설계휨모멘트에 의하여 바닥판을 설계할 때에는 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

## 나) 사용성 검토

① 균열 검토

Mo = 53.135 kN-m

n = Es / Ec = 200000 / 28555 = 7

ρ = As / (bd) = 0.0041

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.213

j = 0.929

x = k x d = 68.8 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 53.13534 x 1000000 / ( 1000 x 68.8 x ( 323 - 68.8 / 3 ))

= 5.148 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 53.13534 x 1000000 / ( 1324.00 x ( 323 - 68.8 / 3 ))

= 133.745 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 133.745 x ( 383 - 60 - 68.8 ) / ( 323 - 68.8 )

= 133.745 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 458.81 mm

여기서 Cc = 60 - 8 = 52 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 458.81 mm ∴ O.K

② 처짐검토

*[철도교설계기준(노반편)] p8-68*

최소두께($h_{min}$) = 1.0 × (L + 3)/30 ▷ 연속지간인 경우

= 1.0 × ( 1.300 + 3 ) / 30

= 0.143 m < $T_{use}$ = 0.283 m ∴ **처짐검토 생략**

③ 피로에 대한 안전성 검토 *[철도교설계기준(노반편)] p8-66*

fs = M(ℓ+i) / (ρ·b·j·$d^2$)

= 2.800 × 1000000 / ( 0.00410 × 1,000 × 0.929 × 323 ² )

= 7.05 MPa

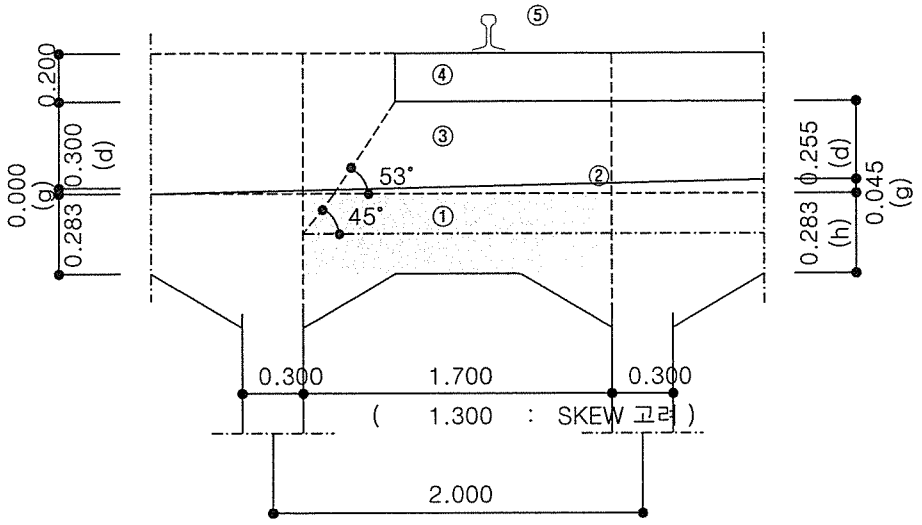
fa = 165 - 0.33 fmin = 123.20 MPa

응력범위 fs = 7.05 MPa < fa = 123.20 MPa ∴ **피로검토 생략**

## 3 .2 중앙부

### 1) 설계단면

- 고정하중에 대한 캔틸레버 수평길이 = 2.000 - ( 0.300 ) = 1.700 m
- SKEW 90 ° 를 고려한 캔틸레버 길이 = 1.700 m : 고정하중에 대한 유효경간장




※ 평균값 : d = ( 0.300 + 0.255 ) × 1/2 = 0.278 m
g = ( 0.000 + 0.045 ) × 1/2 = 0.023 m

### 2) 바닥판의 유효지간장 산정

*[철도교설계기준(노반편)] p10-181*

단순판 및 연속판에 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간은 순지간으로 한다.

### 3) 바닥판의 최소두께

*[철도교설계기준(노반편)] p10-183*

지 간 : L = 1.700 m : 열차활하중에 대한 지간
최소두께 : $T_{min}$ = 30·L + 110 = 161 mm < 200 mm : 큰값 적용
사용두께 : $T_{use}$ = 283 mm > $T_{min}$ = 200 mm ☞ O.K!

### 4) 하중계산

#### 가) 고정하중

| 구분 | 단면 | 중량 kN/m |
|---|---|---|
| ① 바닥판 | 0.283 × 24.500 = | 6.934 |
| ② 구배콘크리트 | 0.042 × 1/2 × 23.500 = | 0.494 |
| ③ 방수및방진재 | 0.020 × 11.000 = | 0.220 |
| ④ 도상자갈 | 0.478 × 19.000 = | 9.073 |
| ⑤ 궤도 | 3.000 / 3.133 = | 0.958 |
| ∑Wd | 합계 = | 17.677 |

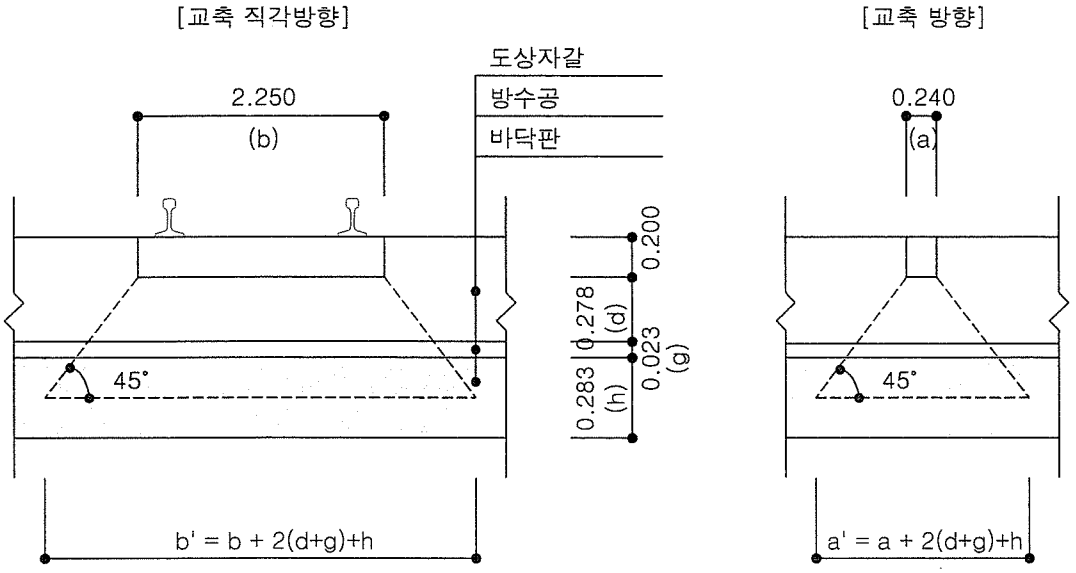
- 고정하중에 의한 모멘트

Md = $(\sum Wd \times \ell^2) / 10$ = 5.109 kN·m/m

## 나) 활하중

① 열차활하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-31*

- 열차하중 분포폭




b' = b + 2(d+g)+h = 2.250 + 2 ( 0.278 + 0.023 ) + 0.283 = 3.133 m

a' = a + 2(d+g)+h = 0.240 + 2 ( 0.278 + 0.023 ) + 0.283 = 1.123 m

- 작용 단면력 *[철도교설계기준(노반편)] p8-34*

i = 1.44/(√Lc−0.2)−0.18 = 1.125 ≥ 0.670

∴ 0.670 적용

$WL_1$ = ( 250 + 0.240 × 80 ) / ( 3.133 × 1.123 ) = 76.51 kN/m²

$ML_1$ = 76.513 × 1.700 ² / 10 = 22.112 kN·m/m

$MLI_1$ = 22.112 × ( 1 + 0.670 ) = 36.927 kN·m/m

② 군집하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-46*

$WL_2$ = 0.000 kN/m²

$ML_2$ = 0.000 × 1.700 ² / 10 = 0.000 kN·m/m

③ 활하중 소계

ML = $MLI_1$ + $ML_2$ = 36.927 + 0.000 = 36.927 kN·m/m

## 다) 원심하중 *[철도교설계기준(노반편)] p8-38*

- 곡률이 없으므로 원심하중에 대한 영향을 고려치 않음

라) 모멘트 요약정리

고정하중 = 5.109 kN·m/m　　원심하중 = 0.000 kN·m/m
활하중 = 36.927 kN·m/m

마) 하중조합　　*[철도교설계기준(노반편)] p8-57*

① 사용하중 : 사용성 검토시

| 하중경우 | 고 정 하 중 | 활 하 중 | 원 심 하 중 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|
| Case 1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| Case 2 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | |
| Case 3 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | |

② 계수하중 : 단면 검토시

| 하중경우 | 고 정 하 중 | 활 하 중 | 원 심 하 중 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|
| Case 1 | 1.35 | 1.85 | 1.35 | |
| Case 2 | 1.60 | 1.60 | 1.60 | |

③ 하중조합 결과

| 구 분 | 사 용 하 중 | 계 수 하 중 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| | M (kN·m) | M (kN·m) | |
| Case 1 | 42.036 | 75.213 | |
| Case 2 | 42.036 | 67.258 | |
| Case 3 | 5.109 | - | |

④ 적용하중

| 구 분 | 사 용 하 중 | 계 수 하 중 | 비 고 |
|---|---|---|---|
| | M (kN·m) | M (kN·m) | |
| 최대치 | 42.036 | 75.213 | |

## 5) 단면설계

### 가) 보강철근량 산정

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 75.213 | kN-m | | | |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 283 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 223 | mm | dc | 60 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.85

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H16 | 300 | 1 | 662.00 | O.K | |
| mm | H16 | 300 | 2 | 662.00 | | |
| TOTAL | | | | 1324.00 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 20.769 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02393 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d – a/2 )

= 0.90 x 1324 x 400 x ( 223 – 20.769 / 2 ) / 1000000

= 101.340 kN -m > Mu = 75.213 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 967.97 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (967.97 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 14.34 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.006

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.004

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.004 x 1000 x 223 = 780.50 $mm^2$

As2 = 4/3 x 967.97 = 1290.63 $mm^2$

Asreq = 967.97 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

[ 배력철근의 계산 ] *[철도교설계기준(노반편)] p10-190*

(As)req_d = (As) / 6 = 221 $mm^2$

수축 · 온도철근량 *[철도교설계기준(노반편)] p10-34*

= 0.002·b·h = 566 $mm^2$

(As)use : H 13 @ 150 = 844.667 $mm^2$ > 566.000 $mm^2$ ☞ O.K

[ 전단에 대한 검토 ] *[철도교설계기준(노반편)] p10-181*

『10.10.4항』 에 규정하는 보위의 바닥판의 최소두께를 만족하고, 『10.10.5』 (1)항의 규정에 따른 설계휨모멘트에 의하여 바닥판을 설계할 때에는 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

## 나) 사용성 검토

① 균열 검토

Mo = 42.036 kN-m

n = Es / Ec = 200000 / 28555 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00594

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.25

j = 0.917

x = k x d = 55.75 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 42.03614 x 1000000 / ( 1000 x 55.75 x ( 223 - 55.75 / 3 ))

= 7.377 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 42.03614 x 1000000 / ( 1324.00 x ( 223 - 55.75 / 3 ))

= 155.317 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 155.317 x ( 283 - 60 - 55.75 ) / ( 223 - 55.75 )

= 155.317 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 377.03 mm

여기서 Cc = 60 - 8 = 52 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 377.03 mm ∴ O.K

② 처짐검토

*[철도교설계기준(노반편)] p8-68*

최소두께($h_{min}$) = 1.0 × (L + 3)/30 ▷ 연속지간인 경우

= 1.0 × ( 1.700 + 3 ) / 30

= 0.157 m < $T_{use}$ = 0.283 m ∴ 처짐검토 생략

③ 피로에 대한 안전성 검토

*[도로교설계기준] p304*

fs = M(ℓ+i) / (ρ·b·j·$d^2$)

= 36.927 × 1000000 / ( 0.00594 × 1,000 × 0.917 × 223 $^2$ )

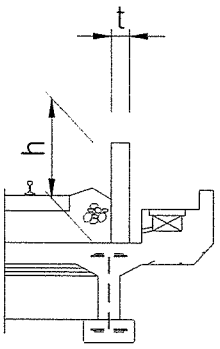
= 136.33 MPa

fa = 165 - 0.33 fmin = 158.78 MPa

응력범위 fs = 136.33 MPa < fa = 150.00 MPa ∴ 피로검토 생략

## 3.3 탈선방호벽 설계

-단면치수

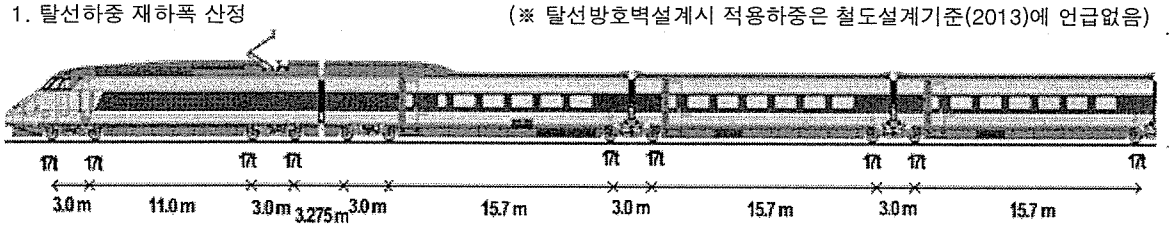


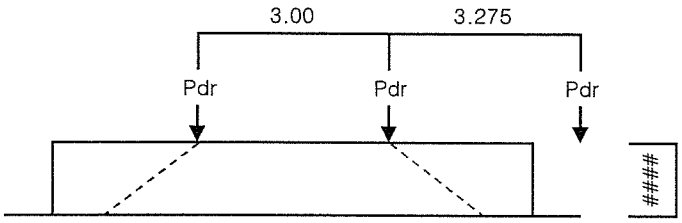

h: 1.300 m

t: 0.250 m

- 설계하중에 의한 단면력 [철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정 (※ 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음)




$P_{dr}$ = 150.0 × 2 ea / 5.60

= 53.6 kN/m

2. 전단력 산정

Sr = 53.6 kN

3. 휨모멘트 산정

Mr = 53.6 × 1.300 = 69.6 kN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{ck}$ | = | 30.00 | MPa | | | | |
| $f_y$ | = | 400.00 | MPa | | | | |
| $M_u$ | = | 69.64 | kN-m | | | | |
| b | = | 1,000.00 | mm | h | = | 250.00 | mm |
| d' | = | 50.00 | mm | d | = | 200.00 | mm |
| $\phi_f$ | = | 0.90 | | $k_1$ | = | 0.85 | |

2) 휨검토

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times ( d - a / 2 )$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 80{,}000.00\ A_s + 77{,}380{,}952.00 = 0$

필요 철근량 $A_s$ = 1,005.15 $mm^2$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}005.15 = 1{,}340.20\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 684.65\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 700.00\ mm^2$

인장(상면) $A_s$ = H 16 @ 150 = $198.6 \times \frac{1{,}000}{150}$ = 1,324.00 $mm^2$

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times ( d - a / 2 )$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times ( 200.00 - \frac{20.77}{2} )$

= 90,378,093.60 N-mm

= **90.38** kN-m > $M_u$ = 69.64 kN-m ( 사용률: 1.298 )

O.K.!!

- 철근비검토

균형철근비($p_b$) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.662 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000$ = 155.19 kN

$\Phi Vc$ = 155.19 > Vu = 53.571 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

# 4 . 상시설계

## 4 .1 단면 제원

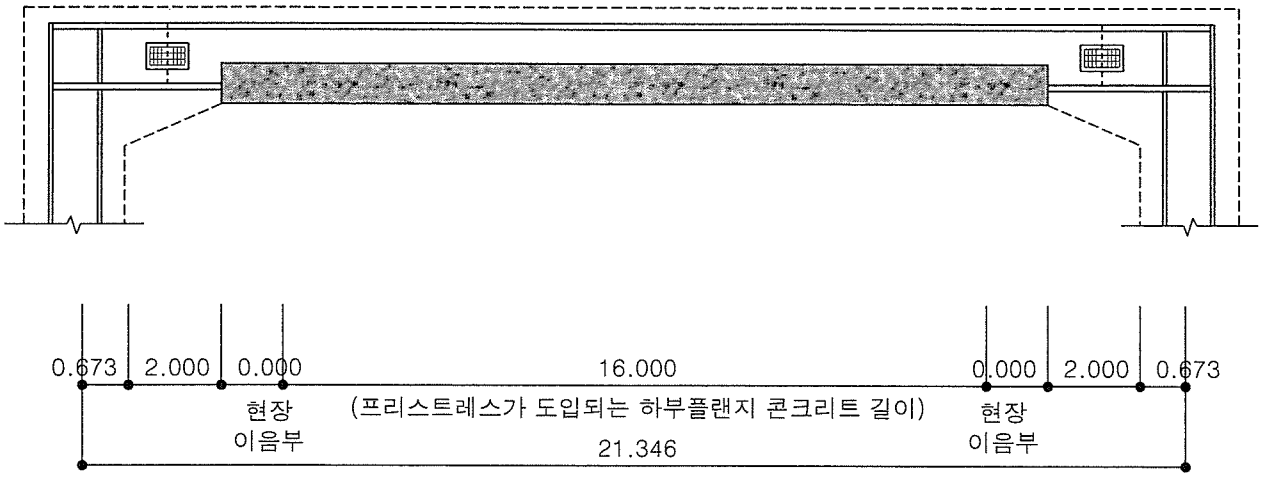
### 1) 실제 유효 바닥판 폭 제원

- 교폭구성(Bt) = 1.450 + 4 @ 2.000 + 1.450 = 10.900 m

### 2) 종단제원

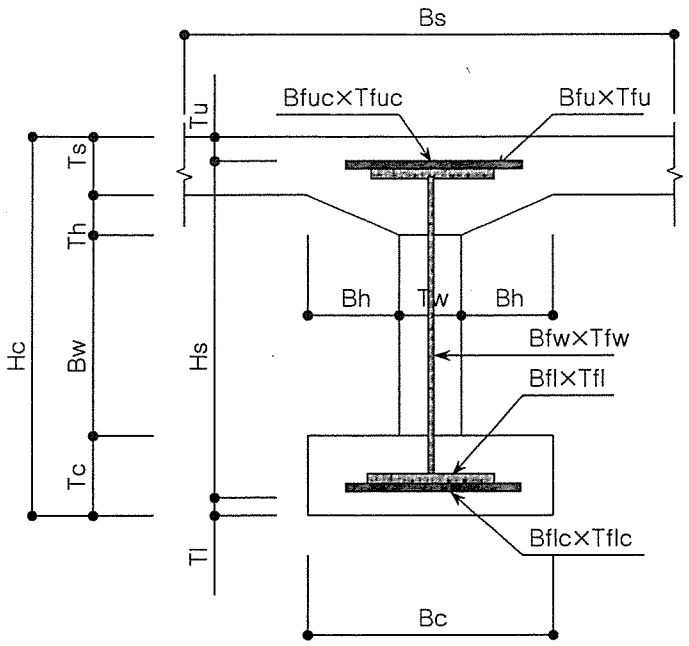
- 유효지간 = 21.346 m (Le)

[ 프리플렉스 합성형 종단제원 ]



3) 상부 단면 제원

[ 빔 중앙부 단면제원 ]




* As(강재 단면적) = 50,100 ㎟

● 콘크리트 단면치수

| | | | |
|---|---|---|---|
| Hc | = | 1,300 | mm |
| Bs | : | 제원 참조 | |
| Ts | = | 280 | mm |
| Bc | = | 700 | mm |
| Tc | = | 300 | mm |
| Bh | = | 300 | mm |
| Th | = | 150 | mm |
| Bw | = | 570 | mm |
| Tw | = | 300 | mm |

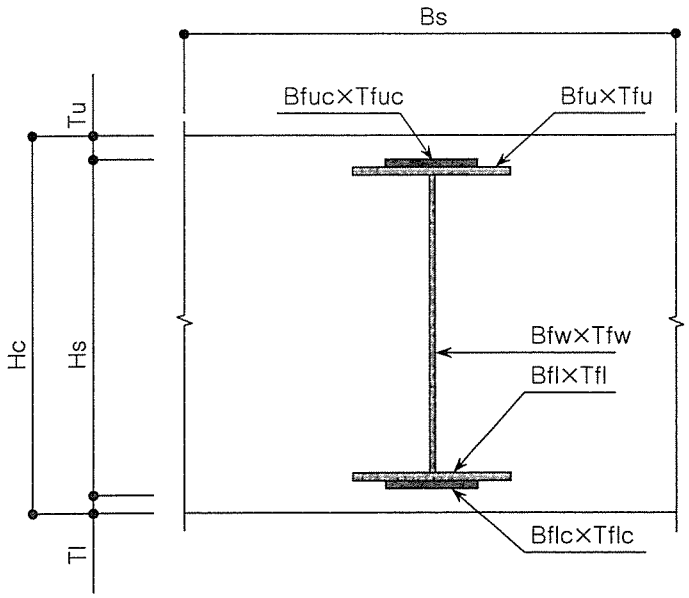
● 기타

| | | | |
|---|---|---|---|
| Tu | = | 140 | mm |
| Tl | = | 140 | mm |

● 강재 단면치수

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bfuc | = | 400 | mm |
| Tfuc | = | 20 | mm |
| Bfu | = | 500 | mm |
| Tfu | = | 20 | mm |
| Bfl | = | 500 | mm |
| Tfl | = | 20 | mm |
| Bflc | = | 400 | mm |
| Tflc | = | 20 | mm |
| Bfw | = | 15 | mm |
| Tfw | = | 940 | mm |
| Hs | = | 1,020 | mm |

[ 단부 종방향 헌치 시점부 단면제원 ]




* As(강재 단면적) = 34,100 ㎟

● 콘크리트 단면치수

| | | | |
|---|---|---|---|
| Hc | = | 1,300 | mm |
| Bs | : | 제원 참조 | |

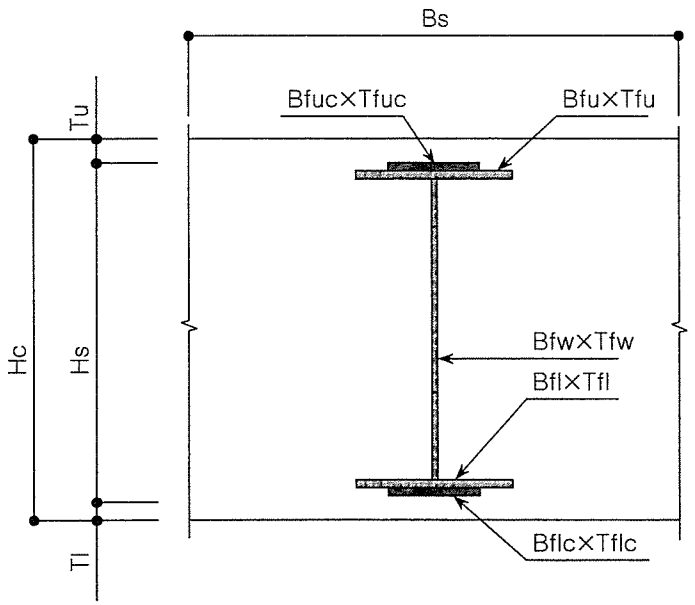
● 기타

| | | | |
|---|---|---|---|
| Tu | = | 160 | mm |
| Tl | = | 160 | mm |

● 강재 단면치수

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bfuc | = | 0 | mm |
| Tfuc | = | 0 | mm |
| Bfu | = | 500 | mm |
| Tfu | = | 20 | mm |
| Bfl | = | 500 | mm |
| Tfl | = | 20 | mm |
| Bflc | = | 0 | mm |
| Tflc | = | 0 | mm |
| Bfw | = | 15 | mm |
| Tfw | = | 940 | mm |
| Hs | = | 1,020 | mm |

[ 단부 종방향 헌치 종점부 단면제원 ]




* As(강재 단면적) = 34,100 ㎟

● 콘크리트 단면치수

Hc = 1,700 mm

Bs : 제원 참조

● 기타

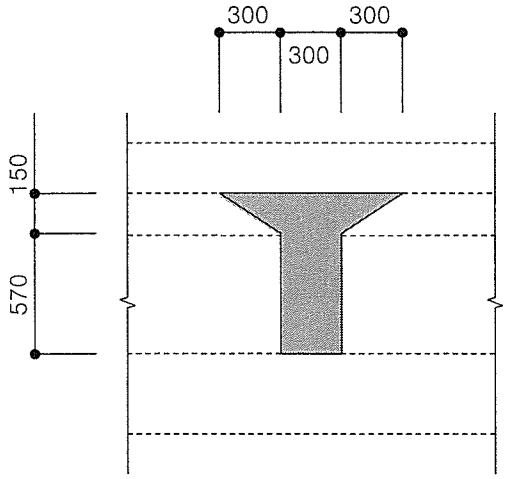
Tu = 160 mm

Tl = 560 mm

● 강재 단면치수

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bfuc | = | 0 | mm |
| Tfuc | = | 0 | mm |
| Bfu | = | 500 | mm |
| Tfu | = | 20 | mm |
| Bfl | = | 500 | mm |
| Tfl | = | 20 | mm |
| Bflc | = | 0 | mm |
| Tflc | = | 0 | mm |
| Bfw | = | 15 | mm |
| Tfw | = | 940 | mm |
| Hs | = | 1,020 | mm |

[ 가로보 단면제원 ]

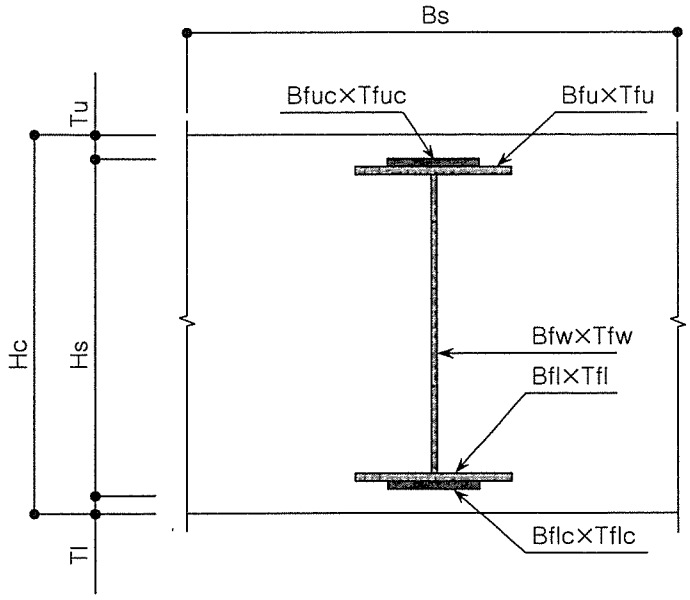



경간에 따른 가로보의 개수

: 1 EA

4) 하부 단면 제원

[ S.R.C 벽체부 단면제원 ]




* As(강재 단면적) = 29,900 ㎟

● 콘크리트 단면치수

Hc = 1,300 mm

Bs : 제원 참조

● 기타

Tu = 300 mm

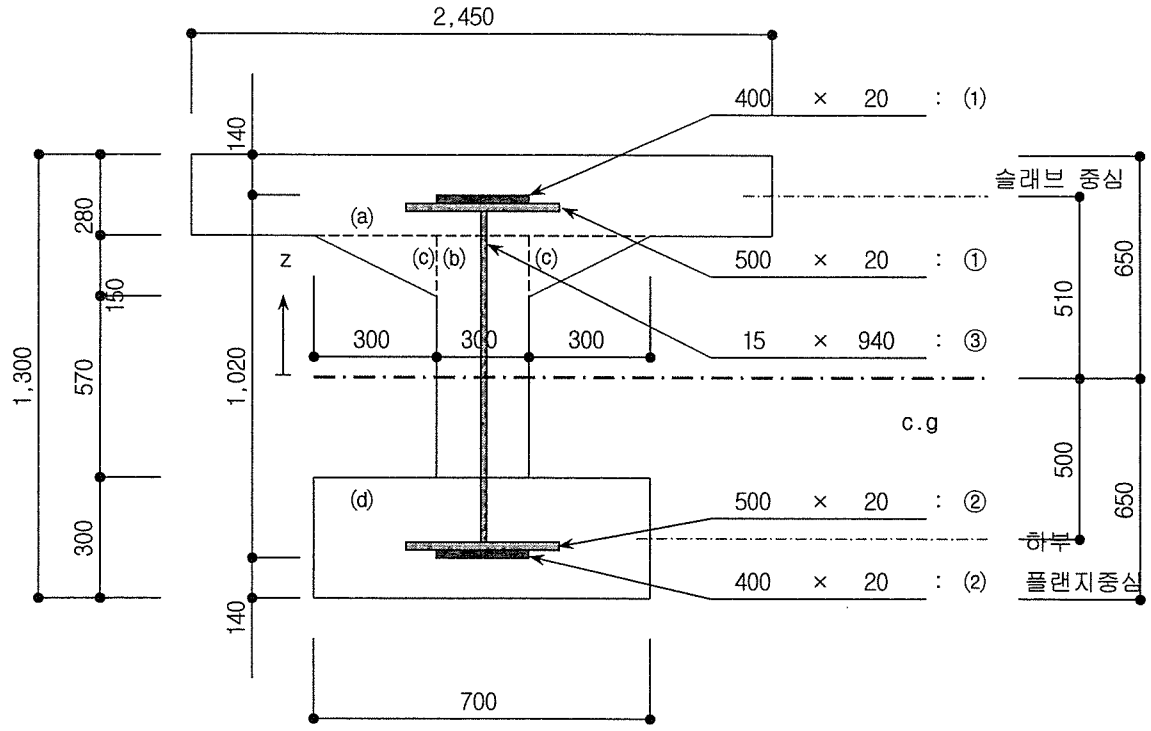
Tl = 300 mm

● 강재 단면치수

| | | | |
|---|---|---|---|
| Bfuc | = | 0 | mm |
| Tfuc | = | 0 | mm |
| Bfu | = | 500 | mm |
| Tfu | = | 20 | mm |
| Bfl | = | 500 | mm |
| Tfl | = | 20 | mm |
| Bflc | = | 0 | mm |
| Tflc | = | 0 | mm |
| Bfw | = | 15 | mm |
| Tfw | = | 660 | mm |
| Hs | = | 700 | mm |

5) 횡분배해석을 위한 거더별 단면특성치

A. 외측거더 ( G1 )



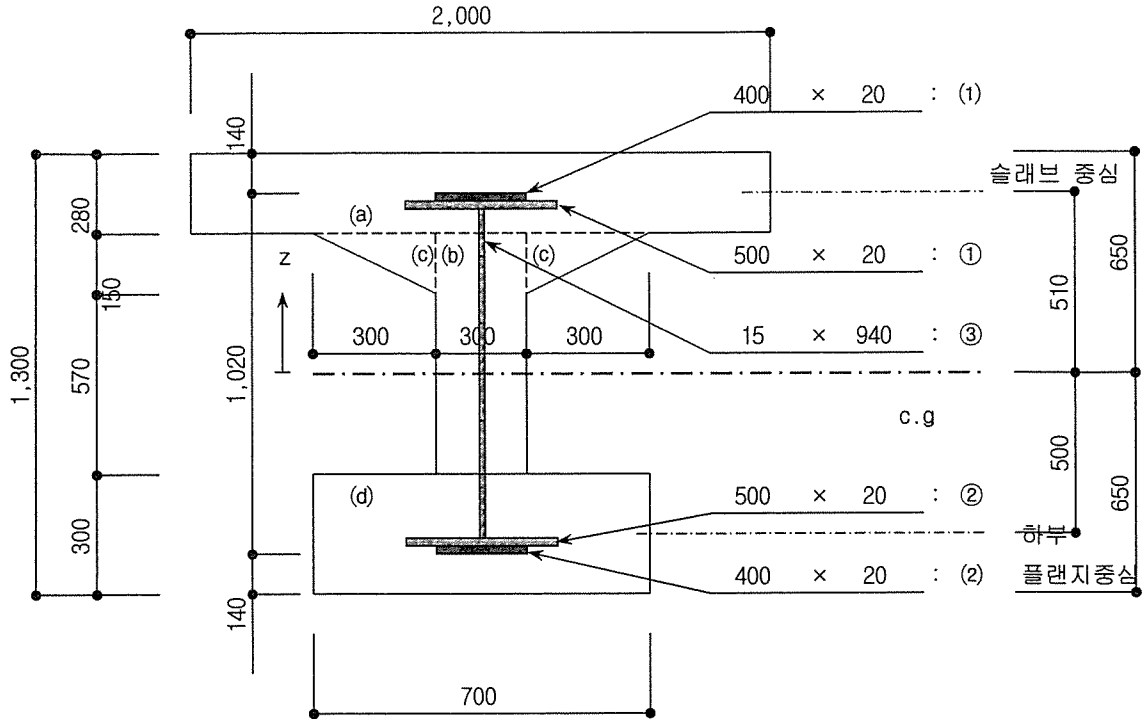

[단면2차모멘트]

| 구분 | A(mm² ) | Iyc(mm⁴ ) | z(mm) | Iy(mm⁴ ) | 강성비(n) | n · A(mm² ) | n · Iy(mm⁴ ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 8,000 | 266,667 | 500 | 2,000,266,667 | 6.450 | 51,603 | 12,902,479,600 |
| ① | 10,000 | 333,333 | 480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| ③ | 14,100 | 1,038,230,000 | 0 | 1,038,230,000 | 6.450 | 90,950 | 6,696,977,767 |
| ② | 10,000 | 333,333 | -480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| (2) | 8,000 | 266,667 | -500 | 2,000,266,667 | 6.450 | 51,603 | 12,902,479,600 |
| (d) | 210,000 | 1,575,000,000 | -500 | 54,075,000,000 | 1.130 | 237,206 | 61,080,452,970 |
| (c) | 45,000 | 28,125,000 | 320 | 4,636,125,000 | 1.000 | 45,000 | 4,636,125,000 |
| (b) | 216,000 | 9,331,200,000 | 10 | 9,352,800,000 | 1.000 | 216,000 | 9,352,800,000 |
| (a) | 686,000 | 4,481,866,667 | 510 | 182,910,466,667 | 1.000 | 686,000 | 182,910,466,667 |
| 계 | | | | | | 1,507,370 | 320,209,431,743 |

[비틀림상수]

| 구분 | a(mm) | b(mm) | a/b | β | 강성비(n) | β ab³ · n(mm⁴ ) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 400 | 20 | 20.000 | 0.323 | 6.450 | 6,663,606 | |
| ① | 500 | 20 | 25.000 | 0.325 | 6.450 | 8,383,707 | |
| ③ | 15 | 940 | 0.016 | 0.000 | 6.450 | 25,694,878 | |
| ② | 500 | 20 | 25.000 | 0.325 | 6.450 | 8,383,707 | |
| (2) | 400 | 20 | 20.000 | 0.323 | 6.450 | 6,663,606 | |
| (d) | 700 | 300 | 2.333 | 0.243 | 1.130 | 5,196,720,201 | |
| (c) | 300 | 150 | 2.000 | 0.229 | 1.000 | 231,549,572 | |
| (b) | 300 | 720 | 0.417 | 0.043 | 1.000 | 4,785,103,093 | |
| (a) | 2,450 | 280 | 8.750 | 0.309 | 1.000 | 16,636,292,967 | |
| 계 | | | | | | 26,905,455,337 | |

B. 내측거더 ( G2 )



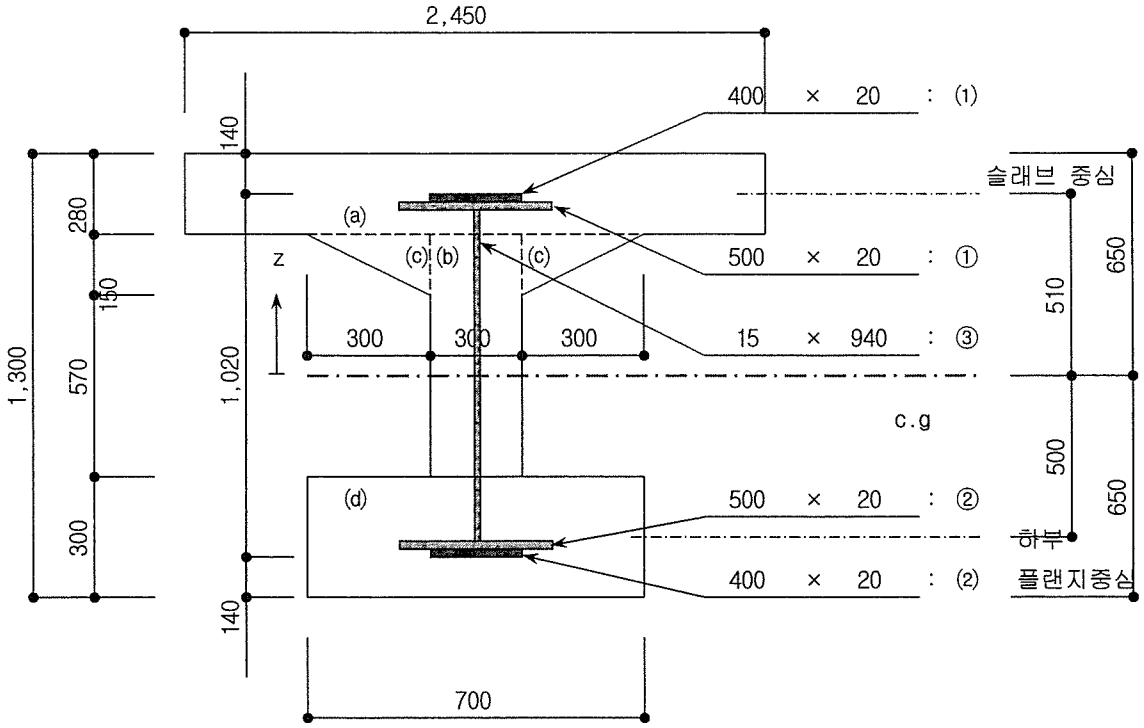

[단면2차모멘트]

| 구분 | A(mm² ) | Iyc(mm⁴ ) | z(mm) | Iy(mm⁴ ) | 강성비(n) | n · A(mm² ) | n · Iy(mm⁴ ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 8,000 | 266,667 | 500 | 2,000,266,667 | 6.450 | 51,603 | 12,902,479,600 |
| ① | 10,000 | 333,333 | 480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| ③ | 14,100 | 1,038,230,000 | 0 | 1,038,230,000 | 6.450 | 90,950 | 6,696,977,767 |
| ② | 10,000 | 333,333 | -480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| (2) | 8,000 | 266,667 | -500 | 2,000,266,667 | 6.450 | 51,603 | 12,902,479,600 |
| (d) | 210,000 | 1,575,000,000 | -500 | 54,075,000,000 | 1.130 | 237,206 | 61,080,452,970 |
| (c) | 45,000 | 28,125,000 | 320 | 4,636,125,000 | 1.000 | 45,000 | 4,636,125,000 |
| (b) | 216,000 | 9,331,200,000 | 10 | 9,352,800,000 | 1.000 | 216,000 | 9,352,800,000 |
| (a) | 560,000 | 3,658,666,667 | 510 | 149,314,666,667 | 1.000 | 560,000 | 149,314,666,667 |
| 계 | | | | | | 1,381,370 | 286,613,631,743 |

[비틀림상수]

| 구분 | a(mm) | b(mm) | a/b | β | 강성비(n) | β ab³ · n(mm⁴ ) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 400 | 20 | 20.000 | 0.323 | 6.450 | 6,663,606 | |
| ① | 500 | 20 | 25.000 | 0.325 | 6.450 | 8,383,707 | |
| ③ | 15 | 940 | 0.016 | 0.000 | 6.450 | 25,694,878 | |
| ② | 500 | 20 | 25.000 | 0.325 | 6.450 | 8,383,707 | |
| (2) | 400 | 20 | 20.000 | 0.323 | 6.450 | 6,663,606 | |
| (d) | 700 | 300 | 2.333 | 0.243 | 1.130 | 5,196,720,201 | |
| (c) | 300 | 150 | 2.000 | 0.229 | 1.000 | 231,549,572 | |
| (b) | 300 | 720 | 0.417 | 0.043 | 1.000 | 4,785,103,093 | |
| (a) | 2,000 | 280 | 7.143 | 0.304 | 1.000 | 13,343,492,967 | |
| 계 | | | | | | 23,612,655,337 | |

C. 외측거더 ( G5 )




[단면2차모멘트]

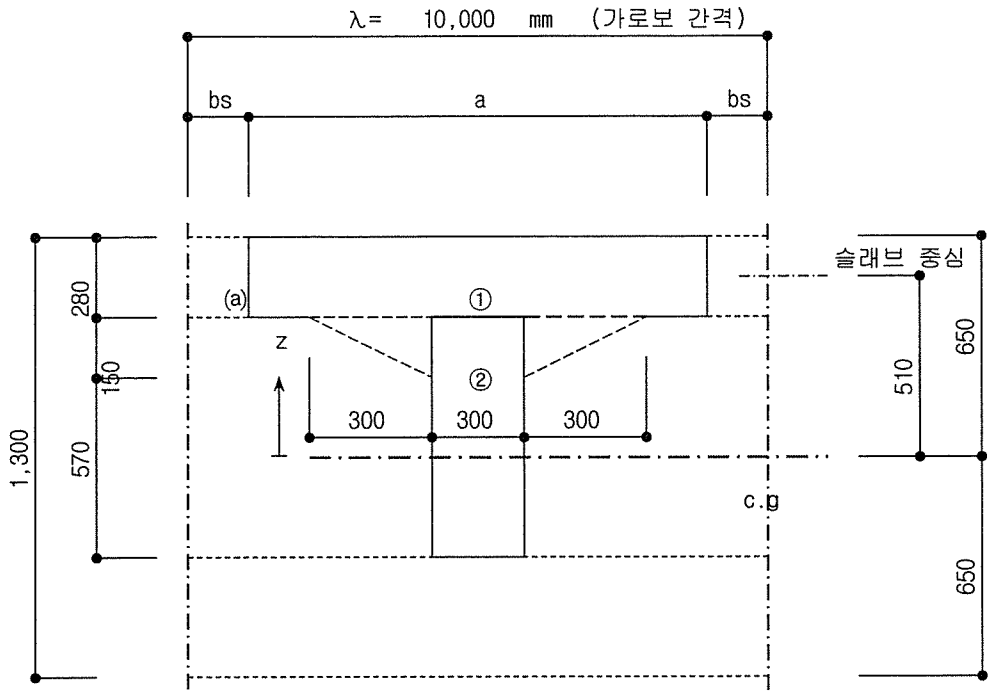
| 구분 | A(mm² ) | Iyc(mm⁴ ) | z(mm) | Iy(mm⁴ ) | 강성비(n) | n · A(mm² ) | n · Iy(mm⁴ ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 8,000 | 266,667 | 500 | 2,000,266,667 | 6.450 | 51,603 | 12,902,479,600 |
| ① | 10,000 | 333,333 | 480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| ③ | 14,100 | 1,038,230,000 | 0 | 1,038,230,000 | 6.450 | 90,950 | 6,696,977,767 |
| ② | 10,000 | 333,333 | -480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| (2) | 8,000 | 266,667 | -500 | 2,000,266,667 | 6.450 | 51,603 | 12,902,479,600 |
| (d) | 210,000 | 1,575,000,000 | -500 | 54,075,000,000 | 1.130 | 237,206 | 61,080,452,970 |
| (c) | 45,000 | 28,125,000 | 320 | 4,636,125,000 | 1.000 | 45,000 | 4,636,125,000 |
| (b) | 216,000 | 9,331,200,000 | 10 | 9,352,800,000 | 1.000 | 216,000 | 9,352,800,000 |
| (a) | 686,000 | 4,481,866,667 | 510 | 182,910,466,667 | 1.000 | 686,000 | 182,910,466,667 |
| 계 | | | | | | 1,507,370 | 320,209,431,743 |

[비틀림상수]

| 구분 | a(mm) | b(mm) | a/b | β | 강성비(n) | β ab³ · n(mm⁴ ) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 400 | 20 | 20.000 | 0.323 | 6.450 | 6,663,606 | |
| ① | 500 | 20 | 25.000 | 0.325 | 6.450 | 8,383,707 | |
| ③ | 15 | 940 | 0.016 | 0.000 | 6.450 | 25,694,878 | |
| ② | 500 | 20 | 25.000 | 0.325 | 6.450 | 8,383,707 | |
| (2) | 400 | 20 | 20.000 | 0.323 | 6.450 | 6,663,606 | |
| (d) | 700 | 300 | 2.333 | 0.243 | 1.130 | 5,196,720,201 | |
| (c) | 300 | 150 | 2.000 | 0.229 | 1.000 | 231,549,572 | |
| (b) | 300 | 720 | 0.417 | 0.043 | 1.000 | 4,785,103,093 | |
| (a) | 2,450 | 280 | 8.750 | 0.309 | 1.000 | 16,636,292,967 | |
| 계 | | | | | | 26,905,455,337 | |

D. 가로보

*[도로교횡분배실용계산법] p81*




가로보 유효폭 (a) = 2,000 mm : (횡보가 합성되어 있을때 주형간격 a를 취함)

기타 슬래브 폭(2bs) = 10,000 - 2,000 = 8,000 mm

| 구분 | A(mm² ) | Iyc(mm⁴ ) | z(mm) | Iy(mm⁴ ) | 강성비(n) | n · A(mm² ) | n · Iy(mm⁴ ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 560,000 | 3,658,666,667 | 510 | 149,314,666,667 | 1.000 | 560,000 | 149,314,666,667 |
| ② | 216,000 | 9,331,200,000 | 10 | 9,352,800,000 | 1.000 | 216,000 | 9,352,800,000 |
| 계 | | | | | | 776,000 | 158,667,466,667 |

* Iyc : 각 단면의 도심에 대한 단면2차 모멘트

* Iy = Iyc + A*z2

* z : 각 단면의 도심에서 모델링 중심선까지의 거리

* n · Iy : 모델링 중심선에 대한 각 단면의 단면2차 모멘트

E. 단면특성치 집계

| 구분 | n · A(mm² ) | n · Iy(mm⁴ ) |
|---|---|---|
| 외측거더 | 1,507,370 | 320,209,431,743 |
| 내측거더 | 1,381,370 | 286,613,631,743 |
| 가 로 보 | 776,000 | 158,667,466,667 |

## 4 .2하중산정

### 4 .2.1 고정하중

#### 1) 상측 주형부 고정하중

- 교폭 : Bt = 10.900 m
- 전체 유효지간 : Le = 21.346 m
- P.F 길이 : Lpf = 16.000 m
- 주형수 : Npf = 5 EA
- 가로보 횡방향 총길이 : Bc = 8.000 m
- 경간별 가로보 개수 : Ncr = 1 EA

**A. 합성전 고정하중**

- 프리플렉스 합성형

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 강형 | : 0.0501 × 77.000 | = | 3.858 | kN/m |
| 하부플랜지 Con'c | : 0.700 × 0.300 × 24.500 | = | 5.145 | kN/m |
| | Wpfb | = | 9.003 | kN/m |

- 프리플렉스 합성형 복부 및 헌치 Con'c

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 복부 Con'c | : 0.570 × 0.300 × 24.500 | = | 4.190 | kN/m |
| 헌치 Con'c | : 0.150 × 0.300 × 24.500 | = | 1.103 | kN/m |
| | Wpfw | = | 5.292 | kN/m |

- 가로보

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 복부 Con'c | : 0.300 × 0.720 × 24.500 × 8.000 (가로보 횡방향길이) | = | 42.336 | kN |
| 헌치 Con'c | : 0.300 × 0.150 × 24.500 × 8.000 | = | 8.820 | kN |
| | Wpfc | = | 51.156 | kN |

- 슬래브(Wcs) : 0.280 × 24.500 = 6.860 kN/m²

* 프리플렉스 합성형 고정하중

$Wpf_1$ = Wpfb×Npf/Bt

= 9.003 × 5 / 10.900 = 4.130 kN/m²

* 상부 콘크리트 타설에 따른 고정하중

$Wpf_2$ = Wcs + (Wpfw×Npf + Wpfc×Ncr/Lpf)/Bt

= 6.860 + ( 5.292 × 5 + 51.156 × 1 / 21.346 ) / 10.900

= 9.507 kN/m²

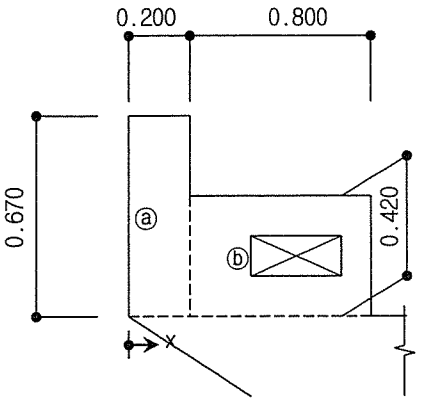
* 합성전 고정하중

Wpf = $Wpf_1$ + $Wpf_2$

= 4.130 + 9.507 = 13.637 kN/m²

B. 합성후 고정하중

- 보도부

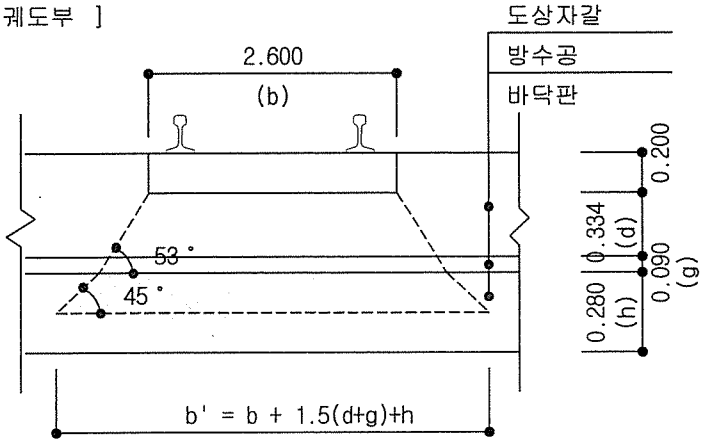



| 단면 | 단면적 | 단위중량 | Wsp(kN/m) |
|---|---|---|---|
| ⓐ 0.200 × 0.670 = | 0.1340 | 24.500 | 3.2830 |
| ⓑ 0.800 × 0.420 = | 0.3360 | 24.500 | 8.2320 |
| 소계 | 0.4700 | | 11.5150 |

* xⓐ = 0.200 / 2 = 0.100 m

xⓑ = 0.200 + 0.800 / 2 = 0.600 m

[ 궤도부 ]




※ 열차하중의 분포폭(b')

b' = b + 1.5(d+g) + h

= 2.600 + 1.5 ( 0.334 + 0.090 ) + 0.280

= 3.516 m

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| · 보도부 | : $Wsp_1$ | = | 3.283 | kN/m | ( x = 0.100 m ) |
| | $Wsp_2$ | = | 8.232 | kN/m | ( x = 0.600 m ) |
| · 연석부 | : Wgf | = | 0.000 | kN/m | ( x = 0.000 m ) |
| · 탈선방호벽_좌 | : Wgg = 0.250 × 1.000 × 24.500 | = | 6.125 | kN/m | ( x = 1.295 m ) |
| · 탈선방호벽_우 | : Wgg = 0.250 × 1.300 × 24.500 | = | 7.963 | kN/m | ( x = 1.295 m ) |
| · 궤도 | : Wwt = 3.000 / 하중분포폭 (b'= 3.516 ) | = | 0.853 | kN/m² | |
| · 도상자갈 | : Wwg = 0.480 × 19.000 × 1.3 | = | 11.856 | kN/m² | |
| · 방수,방진재 | : Wwm = 0.020 × 11.000 | = | 0.220 | kN/m² | |
| · 구배콘크리트 | : Wwr = 0.090 / 2 × 23.000 | = | 1.035 | kN/m² | |
| · 방음벽관련 | : Wsp3 | = | 5.328 | kN/m | ( x = 0.100 m ) |

2) 단부 종방향 헌치 시점부

- 단부 종점부 헌치 시점부 고정하중

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 강형 | : | 0.0341 | × | 77.000 | × | 5 | / | 10.900 | = 1.204 kN/m² |
| 구체 콘크리트 | : | 1.300 | × | 24.500 | | | | | = 31.850 kN/m² |
| | | | | | | | | Wwhs | = 33.054 kN/m² |

3) 단부 종방향 헌치 종점부

- 단부 종점부 헌치 종점부 고정하중

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 강형 | : | 0.0341 | × | 77.000 | × | 5 | / | 10.900 | = 1.204 kN/m² |
| 구체 콘크리트 | : | 1.700 | × | 24.500 | | | | | = 41.650 kN/m² |
| | | | | | | | | Wwhe | = 42.854 kN/m² |

4) 벽체 상단부 : SRC

- 벽체 상단부 고정하중

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 강형 | : | 0.0299 | × | 77.000 | × | 5 | / | 10.900 | = 1.056 kN/m² |
| 벽체 콘크리트 | : | 1.300 | × | 24.500 | | | | | = 31.850 kN/m² |
| | | | | | | | | Wwu | = 32.906 kN/m² |

5) 벽체 하단부 : 철근콘크리트

- 벽체 하단부(Wwl) = 1.300 × 24.500 = 31.850 kN/m²

4 .2.2 활하중

1) 열차활하중

· 종류 : KRL-2012 표준열차하중
· 설계유효지간장 : Le = 21.346 m
· 충격계수 : i = 1.44/(√Lc-0.2)-0.18 = 0.146 < 0.670
∴ 0.146 적용
· 설계유효폭 : b' = 3.516 m
· 열차활하중 : Wl = 열차축당하중 × ( 1 / 하중분포폭 ) × 충격계수

2) 보도활하중

· Wsw = 3.500 kN/m² (※보도등에 재하하는 등분포하중은 충격을 고려하지 않음)

## 4 .2.3 합성후 하중산정

※ 직교이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다.

### 1) 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

| 구 분 | 주거더(g) | 바닥판(d) | 단위 |
|---|---|---|---|
| 단면2차모멘트(I) | 0.303412 | 0.021952 | $m^4$ |
| 탄성계수 (E) | 27,515 | 27,515 | MPa |
| 전단탄성계수 (G) | 11,659 | 11,659 | MPa |
| 비틀림상수 (J) | 0.025259 | 0.007317 | $m^3$ |
| 요소 중심간격(V) | 2.000 | 1.000 | m |

### 2) 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

A. 휨강성 영향계수(Θ)

교량폭의 1/2 (Bb) = 5.450 m

거더의 평균지간 (Le) = 21.346 m

거더의 수 (Ng) = 5 EA

주거더의 휨강성 (Cx) = 4174241.19 ☞(= Eg · Ig / Vg )

바닥판의 휨강성 (Cy) = 604017.534 ☞(= Ed · Id / Vd)

휨강성 영향계수 (Θ) = 0.414 ☞(= (Bb/Le) · $\sqrt[4]{(Cx/Cy)}$

B. 비틀림강성 영향계수(α)

주거더의 비틀림강성(Dx) = 147248.391 ☞(= Gg · Jg / Vg)

바닥판의 비틀림강성(Dy) = 85313.211 ☞(= Gd · Jd / Vd)

비틀림 영향계수 (α) = 0.073 ☞(= (Dx + Dy) / {2√(Cx · Cy)}

### 3) Y.Guyon & C.Massonnet Method

A. a=0일때의 영향선 종거(K0)

$K0 = 2 \cdot \lambda \cdot Bb \cdot [A]^T \cdot [B] \cdot [C]$

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

$$[B] = \begin{bmatrix} \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_0} & \frac{\cos^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_0} & 0 \\ \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot B_b)}{X_0} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda \cdot B_b)}{X_0} \\ \frac{-\sin^2(\lambda \cdot B_b)}{X_0} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot B_b)}{X_0} \\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_0} & \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_0} & \pm\frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

$\lambda$ = $\pi \cdot \Theta / (\sqrt{(2)} \cdot B_b)$

$B_b$ : 저항폭의 1/2(m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리(m)

e : 저항폭 중심에서 영향선값을 구하는 점까지의 거리(m)

$X_0$ = $2 \cdot \{\sinh(\lambda \cdot B_b) \cdot \cosh(\lambda \cdot B_b) - \sin(\lambda \cdot B_b) \cdot \cos(\lambda \cdot B_b)\}$

$Y_0$ = $2 \cdot \{\sinh(\lambda \cdot B_b) \cdot \cosh(\lambda \cdot B_b) + \sin(\lambda \cdot B_b) \cdot \cos(\lambda \cdot B_b)\}$

※ 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, y<e일 때 +를, y≥e일 때 -를 취한다.

B. a=1일때의 영향선 종거(K1)

$K1 = 1/2 \cdot \sigma \cdot Bb \cdot [D]^T \cdot [E] \cdot [F]$

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

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

$\sigma = \sqrt{(2)} \cdot \lambda$

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

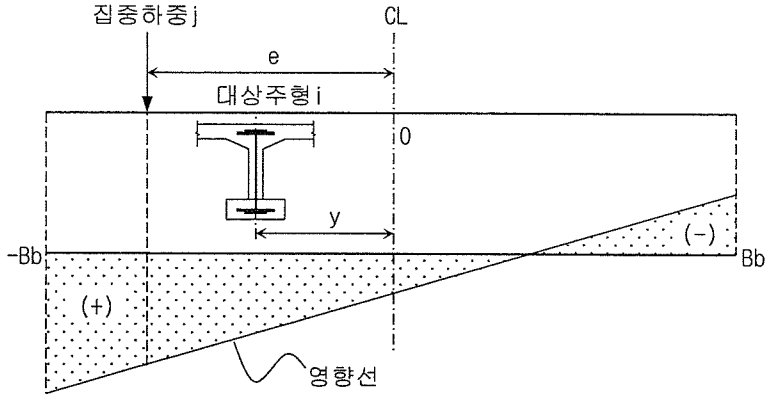
$Y_1 = (\sigma \cdot B_b) + 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot B_b) \cdot (\sigma \cdot B_b)$

※ 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, y<e일 때 -를, y≥e일 때 +를 취한다.
y,e는 저항폭 중심에서 좌측에 있을 때는 -, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

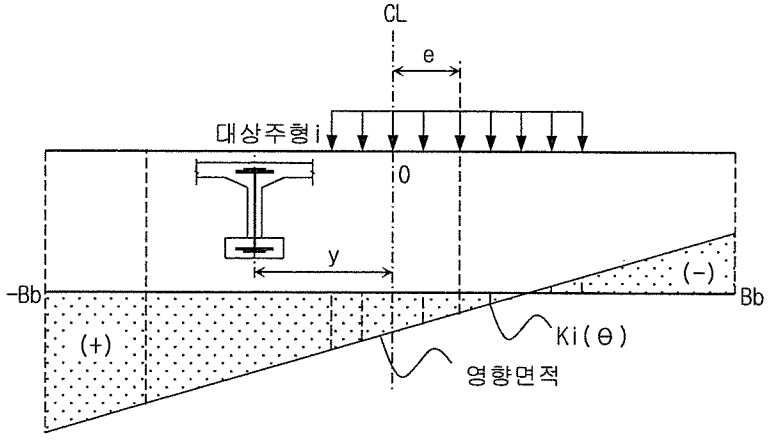
C. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

$Ka = K0 + (K1-K0) \cdot \sqrt{(\alpha)}$

D. 하중분배계수




· 집중하중
Kai = Kaij/Ng




· 분포하중
Kai = ∫{Kai(θ)/Ng} · de

4) 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

| 재하위치 \ 거더위치(m) | | G1 -4.000 | G2 -2.000 | G3 0.000 | G4 2.000 | G5 4.000 | | | | | 합계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -1.00×Bb | -5.450 | 0.581 | 0.354 | 0.171 | 0.016 | -0.122 | - | - | - | - | 1.000 |
| -0.75×Bb | -4.088 | 0.474 | 0.325 | 0.187 | 0.064 | -0.050 | - | - | - | - | 1.000 |
| -0.50×Bb | -2.998 | 0.393 | 0.300 | 0.199 | 0.101 | 0.008 | - | - | - | - | 1.000 |
| -0.25×Bb | -1.363 | 0.274 | 0.254 | 0.214 | 0.159 | 0.099 | - | - | - | - | 1.000 |
| 0.00×Bb | 0.000 | 0.183 | 0.207 | 0.220 | 0.207 | 0.183 | - | - | - | - | 1.000 |
| 0.25×Bb | 1.363 | 0.099 | 0.159 | 0.214 | 0.254 | 0.274 | - | - | - | - | 1.000 |
| 0.50×Bb | 2.998 | 0.008 | 0.101 | 0.199 | 0.300 | 0.393 | - | - | - | - | 1.000 |
| 0.75×Bb | 4.088 | -0.050 | 0.064 | 0.187 | 0.325 | 0.474 | - | - | - | - | 1.000 |
| 1.00×Bb | 5.450 | -0.122 | 0.016 | 0.171 | 0.354 | 0.581 | - | - | - | - | 1.000 |

5) 합성후 하중에 대한 하중분배계수

A. 합성후 고정하중에 대한 하중분배계수

| 재하위치 \ 거더위치(m) | | G1 -4.000 | G2 -2.000 | G3 0.000 | G4 2.000 | G5 4.000 | | | | | 합계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 보도연석1 | -5.350 | 0.573 | 0.352 | 0.172 | 0.020 | -0.116 | - | - | - | - | 1.000 |
| 보도연석2 | 5.350 | -0.116 | 0.020 | 0.172 | 0.352 | 0.573 | - | - | - | - | 1.000 |
| 탈선방호벽1 | -4.155 | 0.479 | 0.327 | 0.186 | 0.061 | -0.053 | - | - | - | - | 1.000 |
| 탈선방호벽2 | 4.155 | -0.053 | 0.061 | 0.186 | 0.327 | 0.479 | - | - | - | - | 1.000 |
| 방음판 | 0.000 | 0.183 | 0.207 | 0.220 | 0.207 | 0.183 | - | - | - | - | 1.000 |
| 보도바닥1 | -4.850 | 0.534 | 0.341 | 0.178 | 0.037 | -0.090 | - | - | - | - | 1.000 |
| 보도바닥2 | 4.850 | -0.090 | 0.037 | 0.178 | 0.341 | 0.534 | - | - | - | - | 1.000 |
| 궤도1 | -2.150 | 0.886 | 0.725 | 0.533 | 0.329 | 0.128 | - | - | - | - | 2.601 |
| 궤도2 | 2.150 | 0.128 | 0.329 | 0.533 | 0.725 | 0.886 | - | - | - | - | 2.601 |
| 도상자갈 | 0.000 | 1.569 | 1.634 | 1.658 | 1.634 | 1.569 | - | - | - | - | 8.064 |
| 방수방진재 | 0.000 | 1.749 | 1.796 | 1.814 | 1.796 | 1.749 | - | - | - | - | 8.904 |
| 구배콘크리트 | 0.000 | 1.749 | 1.796 | 1.814 | 1.796 | 1.749 | - | - | - | - | 8.904 |

B. 활하중에 대한 하중분배계수

◈ 보도활하중

| 재하위치 \ 거더위치(m) | | G1 -4.000 | G2 -2.000 | G3 0.000 | G4 2.000 | G5 4.000 | | | | | 합계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -4.850 | 0.427 | 0.273 | 0.142 | 0.030 | -0.072 | - | - | - | - | 0.800 |
| 2 | 4.850 | -0.072 | 0.030 | 0.142 | 0.273 | 0.427 | - | - | - | - | 0.800 |
| 합 계 | | 0.355 | 0.303 | 0.284 | 0.303 | 0.355 | - | - | - | - | 1.600 |

◈ 열차활하중

| 재하위치 \ 거더위치(m) | | G1 -4.000 | G2 -2.000 | G3 0.000 | G4 2.000 | G5 4.000 | | | | | 합계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -2.150 | 0.342 | 0.281 | 0.205 | 0.125 | 0.047 | - | - | - | - | 1.000 |
| 2 | 2.150 | 0.047 | 0.125 | 0.205 | 0.281 | 0.342 | - | - | - | - | 1.000 |
| 합 계 | | 0.389 | 0.406 | 0.410 | 0.406 | 0.389 | - | - | - | - | 2.000 |

6) 하중분배계수가 고려된 합성후 하중산정

A. 합성후 고정하중

| 구 분 \ 거더위치(m) | 하 중 | G1 -4.000 | G2 -2.000 | G3 0.000 | G4 2.000 | G5 4.000 | | | | | 합계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 보도연석1 | 3.283 | 1.880 | 1.156 | 0.564 | 0.065 | -0.382 | - | - | - | - | 3.283 |
| 보도연석2 | 3.283 | -0.382 | 0.065 | 0.564 | 1.156 | 1.880 | - | - | - | - | 3.283 |
| 탈선방호벽1 | 6.125 | 2.934 | 2.001 | 1.141 | 0.375 | -0.326 | - | - | - | - | 6.125 |
| 탈선방호벽2 | 7.963 | -0.424 | 0.487 | 1.483 | 2.601 | 3.815 | - | - | - | - | 7.963 |
| 방음판 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | - | - | - | - | 0.000 |
| 보도바닥1 | 8.232 | 4.392 | 2.811 | 1.465 | 0.305 | -0.740 | - | - | - | - | 8.232 |
| 보도바닥2 | 8.232 | -0.740 | 0.305 | 1.465 | 2.811 | 4.392 | - | - | - | - | 8.232 |
| 궤도1 | 0.853 | 0.756 | 0.619 | 0.455 | 0.281 | 0.109 | - | - | - | - | 2.219 |
| 궤도2 | 0.853 | 0.109 | 0.281 | 0.455 | 0.619 | 0.756 | - | - | - | - | 2.219 |
| 도상자갈 | 11.856 | 18.602 | 19.373 | 19.657 | 19.373 | 18.602 | - | - | - | - | 95.607 |
| 방수방진재 | 0.220 | 0.385 | 0.395 | 0.399 | 0.395 | 0.385 | - | - | - | - | 1.959 |
| 구배콘크리트 | 1.035 | 1.810 | 1.859 | 1.877 | 1.859 | 1.810 | - | - | - | - | 9.216 |
| 합 계(kN/m) | | 29.323 | 29.350 | 29.525 | 29.838 | 30.301 | - | - | - | - | - |

B. 활하중

| 구 분 \ 거더위치(m) | 기 호 | G1 -4.000 | G2 -2.000 | G3 0.000 | G4 2.000 | G5 4.000 | | | | | 합계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 보도활하중 | Wsw | 1.243 | 1.061 | 0.994 | 1.061 | 1.243 | - | - | - | - | 3.297 |

☞ NOTE

▒ 보도활하중

Wsw = 3.500 × 영향선 면적

▒ 열차활하중

Wls = 국유철도 건설규칙에 정한 표준활하중(LS-22 표준활하중)×영향선 종거

7) 단위폭당 합성후 하중 및 분배계수

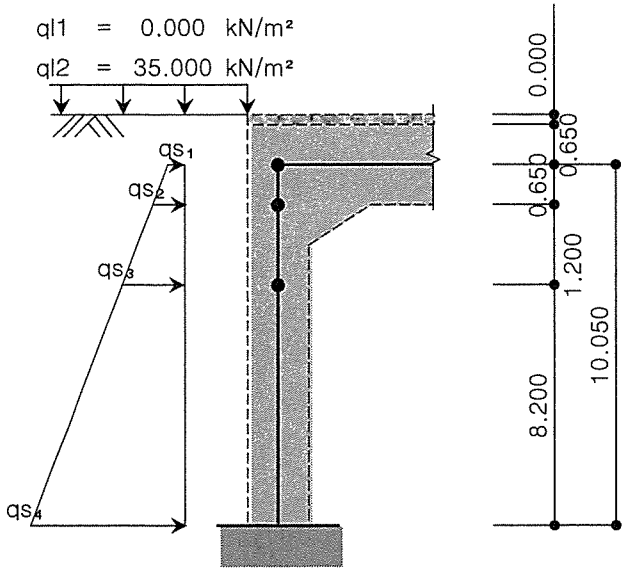
| 구 분 | G1 | G2 | G3 | G4 | G5 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ⓐ유효폭 | 2.450 | 2.000 | 2.000 | 2.000 | 2.450 | - | - | - | - | - |
| 합성후 고정하중/ⓐ | 11.969 | 14.675 | 14.763 | 14.919 | 12.368 | - | - | - | - | - |
| 보도활하중/ⓐ | 0.507 | 0.530 | 0.497 | 0.530 | 0.507 | - | - | - | - | - |
| 열차활하중 분배계수/ⓐ | 0.159 | 0.203 | 0.205 | 0.203 | 0.159 | - | - | - | - | - |

※ 단면검토용 거더는 G1 , G2 , G5 로 선정한다.(고정하중 또는 활하중 최대작용 거더)

※ 합성후 고정하중 평균치 = 13.739 kN/m²

## 4 .2.4 상시 토압

### 1) 시점측




- 정지토압계수

  Ko = 1 − sinϕ = 1 − sin 35 ° = 0.426

- 상시 작용 토압

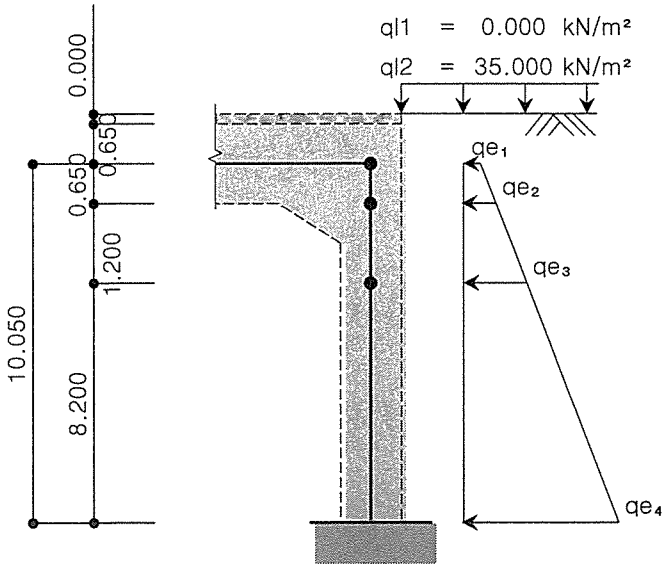
  $qs_1$ = 0.426 × ( 0.000 + 35.000 + 0.650 × 20.000 ) = 20.468 kN/m²

  $qs_2$ = 0.426 × ( 0.000 + 35.000 + 1.300 × 20.000 ) = 26.012 kN/m²

  $qs_3$ = 0.426 × ( 0.000 + 35.000 + 2.500 × 20.000 ) = 36.246 kN/m²

  $qs_4$ = 0.426 × ( 0.000 + 35.000 + 10.700 × 20.000 ) = 106.179 kN/m²

### 2) 종점측




- 정지토압계수

  Ko = 1 − sinϕ = 1 − sin 35 ° = 0.426

- 상시 작용 토압

  $qe_1$ = 0.426 × ( 0.000 + 35.000 + 0.650 × 20.000 ) = 20.468 kN/m²

  $qe_2$ = 0.426 × ( 0.000 + 35.000 + 1.300 × 20.000 ) = 26.012 kN/m²

  $qe_3$ = 0.426 × ( 0.000 + 35.000 + 2.500 × 20.000 ) = 36.246 kN/m²

  $qe_4$ = 0.426 × ( 0.000 + 35.000 + 10.700 × 20.000 ) = 106.179 kN/m²

## 4 .2.5 온도하중

- 부재 최소단면이 70cm 이상 이므로 ± 10 ℃ 사용 : 부재축 방향

- 부재 상하연 온도차에 의한 온도하중 ± 5 ℃ 사용 : 부재축 직각방향

## 4 .2.6 건조수축

- 건조수축률 : $\varepsilon = 15.0 \times 10^{-5}$

- 선팽창계수 : $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$

$\therefore \Delta T = \varepsilon / \alpha = 12.5$ ℃ 사용

## 4 .2.7 지점침하

- 지점의 부등침하량은 10 mm로 추정

## 4 .2.8 시동 및 제동하중

[철도교설계기준(노반편), P8-40]

- 시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다
- KRL-2012하중은 1.8m의 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용한다

- 설계유효폭 = 3.516 m

- 시동하중 = 33 × 22.69 = 748.836 kN < 1000.000 kN ∴ 748.836 kN 적용
- 제동하중 = 20 × 22.69 = 453.840 kN < 6000.000 kN ∴ 453.840 kN 적용

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 작용수평력 | : | Hsb | = | MAX(748.836, 453.840) | / | 3.52 | / | 22.69 | = 9.386 kN/m |
| 작용높이 | : | h | = | 0.174 + 0.534 + 0.650 + 1.800 | | | | | = 3.158 m |
| 작용모멘트 | : | Msb | = | 9.386 × 3.158 | | | | | = 29.640 kN·m/m |

## 4 .2.9 장대레일 종하중

[철도교설계기준(노반편), P8-45]

- 작용하중 산정

작용수평력 : 레일신축이음장치가 없을경우

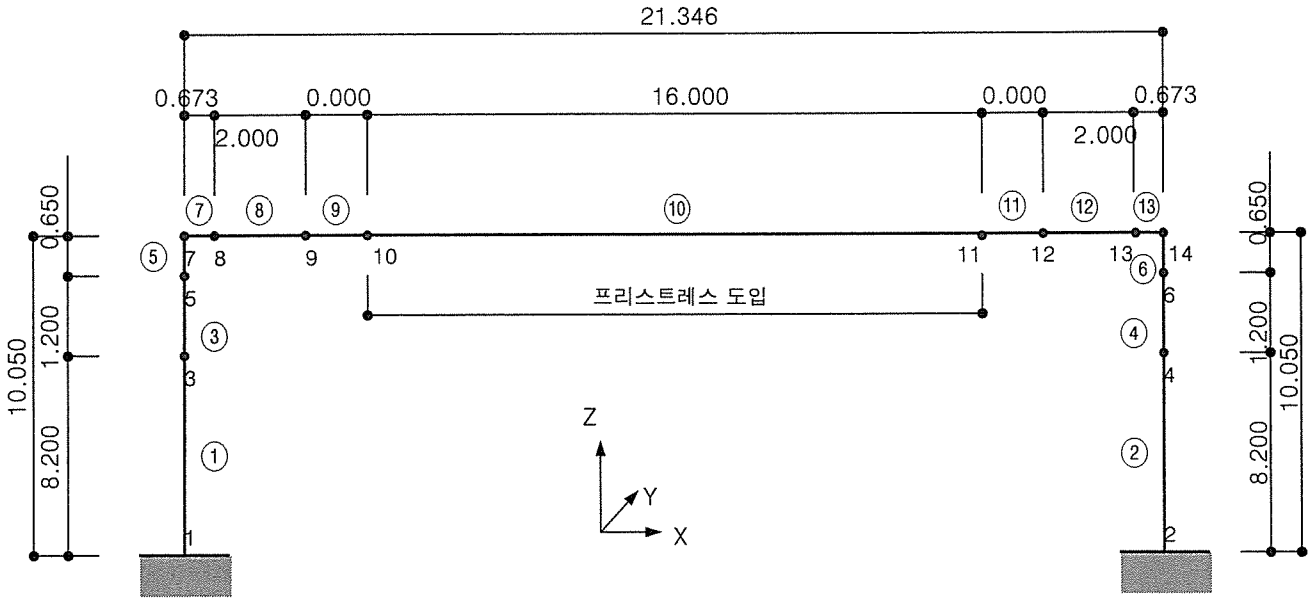
Hlr1 = ± 3 L (1레일당) / 21.346 x 1 / 3.516 = ± 0.853 kN/m

( L = 슬래브의 팽창이 고려될수있는길이 = 21.346 m )

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 작용높이 | : | h | = | 0.174 + 0.534 + 0.650 | | | | | = 1.358 m |
| 작용모멘트 | : | Mlr | = | 0.853 × 1.358 | | | | | = 1.159 kN·m/m |

## 4 .3 상시 해석 모델

### 4 .3.1 모델링

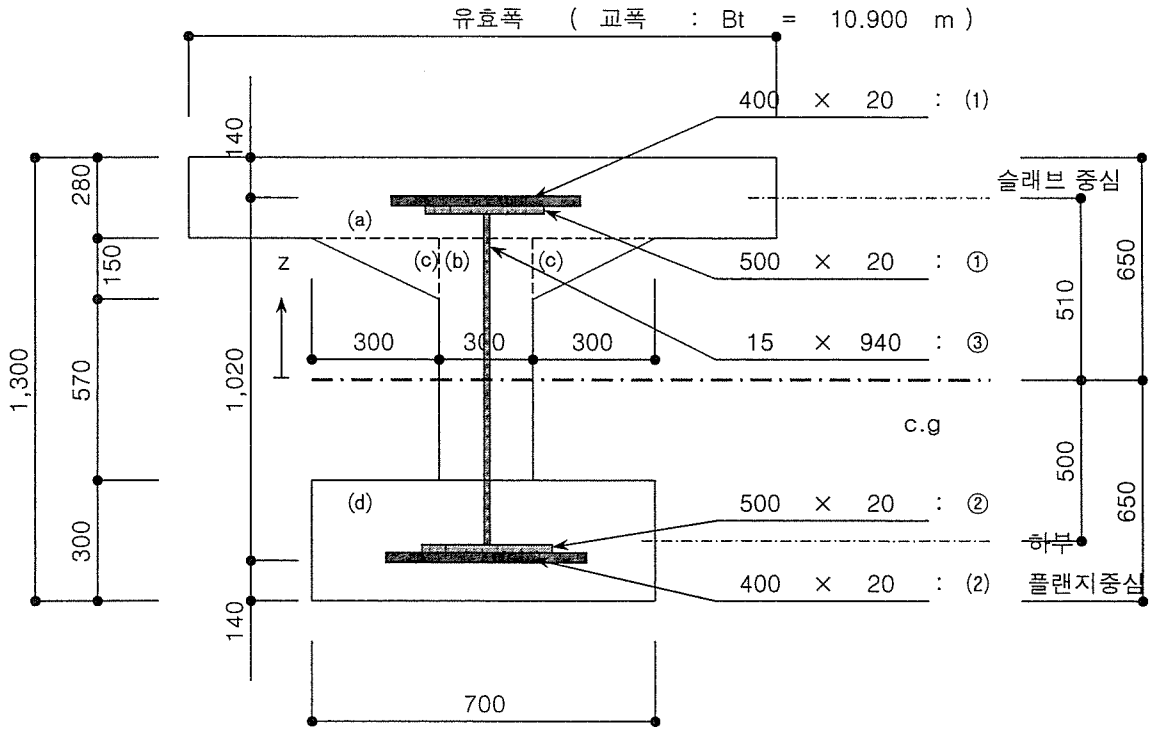



● 절점좌표

| 절점 | X | Z | 절점 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 8 | 0.673 | 10.050 |
| 2 | 21.346 | 0.000 | 9 | 2.673 | 10.050 |
| 3 | 0.000 | 8.200 | 10 | 2.6731 | 10.050 |
| 4 | 21.346 | 8.200 | 11 | 18.6729 | 10.050 |
| 5 | 0.000 | 9.400 | 12 | 18.673 | 10.050 |
| 6 | 21.346 | 9.400 | 13 | 20.673 | 10.050 |
| 7 | 0.000 | 10.050 | 14 | 21.346 | 10.050 |

## 4 .3.2 단면특성

### 1) 프리플렉스 합성단면




A. 강형

| 구분 | A(mm²) | Iyc(mm⁴ ) | z(mm) | Iy(mm⁴ ) | 강성비(n) | n·A(mm²) | n·Iy(mm⁴ ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 8,000 | 266,667 | 500 | 2,000,266,667 | 6.450 | 51,603 | 12,902,479,600 |
| ① | 10,000 | 333,333 | 490 | 2,401,333,333 | 6.450 | 64,504 | 15,489,511,905 |
| ③ | 14,100 | 1,038,230,000 | 0 | 1,038,230,000 | 6.450 | 90,950 | 6,696,977,767 |
| ② | 10,000 | 333,333 | -490 | 2,401,333,333 | 6.450 | 64,504 | 15,489,511,905 |
| (2) | 8,000 | 266,667 | -500 | 2,000,266,667 | 6.450 | 51,603 | 12,902,479,600 |
| 계 | | | | | | 323,164 | 63,480,960,777 |

* Iyc : 각 단면의 도심에 대한 단면2차 모멘트
* Iy = Iyc + A*z2
* z : 각 단면의 도심에서 모델링 중심선까지의 거리
* n·Iy : 모델링 중심선에 대한 각 단면의 단면2차 모멘트

B. 프리플렉스 합성형

| 구분 | A(mm²) | Iyc(mm⁴ ) | z(mm) | Iy(mm⁴ ) | 강성비(n) | n·A(mm²) | n·Iy(mm⁴ ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 강형 | - | - | - | - | - | 323,164 | 63,480,960,777 |
| (d) | 210,000 | 1,575,000,000 | -500 | 54,075,000,000 | 1.130 | 237,206 | 61,080,452,970 |
| 계 | | | | | | 560,370 | 124,561,413,747 |

C. 합성단면

a. 바닥판

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 280 = 3,052,000 $mm^2$

Iy = 10,900 × $280^3$ / 12 + 10,900 × 280 × $510^2$ = 813,764,933,333 $mm^4$

b. 헌치 및 복부 콘크리트

| 구분 | A($mm^2$) | Iyc($mm^4$) | z(mm) | Iy($mm^4$) | 강성비(n) | n·A($mm^2$) | n·Iy($mm^4$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (c) | 45,000 | 56,250,000 | 320 | 4,664,250,000 | 1.000 | 45,000 | 4,664,250,000 |
| (b) | 216,000 | 9,331,200,000 | 10 | 9,352,800,000 | 1.000 | 216,000 | 9,352,800,000 |
| 계 | | | | | | 261,000 | 14,017,050,000 |

c. 합성단면의 단위폭당 단면특성

- 강형의 단위폭당 단면특성

A = 0.3232 × 5 EA / 10.900 = 0.1482 $m^2$

Iy = 0.0635 × 5 EA / 10.900 = 0.0291 $m^4$

- 프리플렉스 합성형의 단위폭당 단면특성

A = 0.5604 × 5 EA / 10.900 = 0.2571 $m^2$

Iy = 0.1246 × 5 EA / 10.900 = 0.0571 $m^4$

- 헌치 및 복부 콘크리트의 단위폭당 단면특성

A = 0.2610 × 5 EA / 10.900 = 0.1197 $m^2$

Iy = 0.0140 × 5 EA / 10.900 = 0.0064 $m^4$

- 바닥판의 단위폭당 단면특성

A = 3.0520 / 10.900 = 0.2800 $m^2$

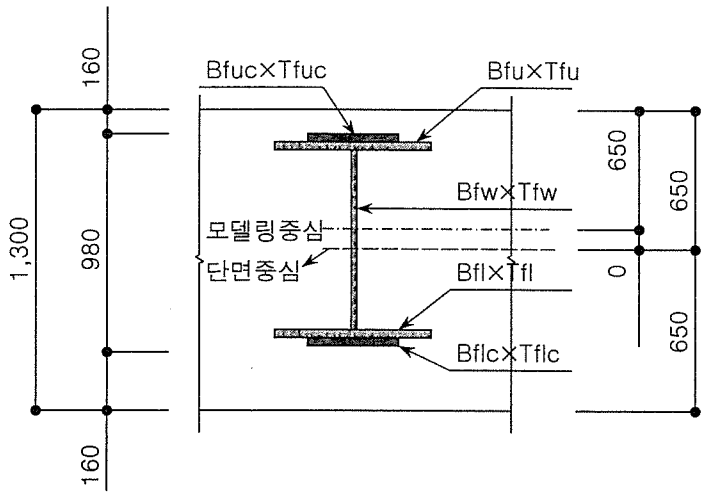
Iy = 0.8138 / 10.900 = 0.0747 $m^4$

* 합성단면의 단면특성 ( 프리플렉스 합성형 + 헌치 및 복부 콘크리트 + 바닥판 )

A = 0.2571 + 0.1197 + 0.2800 = 0.6568 $m^2$

Iy = 0.0571 + 0.0064 + 0.0747 = 0.1382 $m^4$

2) 단부 종방향 헌치 시점부




Bfuc × Tfuc : 0 × 0 (1)
Bfu × Tfu : 500 × 20 ①
Bfw × Tfw : 15 × 940 ③
Bfl × Tfl : 500 × 20 ②
Bflc × Tflc : 0 × 0 (2)

A. 강형

| 구분 | A(mm²) | Iyc(mm⁴) | z(mm) | Iy(mm⁴) | 강성비(n) | n·A(mm²) | n·Iy(mm⁴) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 0 | 0 | 490 | 0 | 6.450 | 0 | 0 |
| ① | 10,000 | 333,333 | 480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| ③ | 14,100 | 1,038,230,000 | 0 | 1,038,230,000 | 6.450 | 90,950 | 6,696,977,767 |
| ② | 10,000 | 333,333 | -480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| (2) | 0 | 0 | -490 | 0 | 6.450 | 0 | 0 |
| 계 | | | | | | 219,958 | 36,424,627,906 |

B. 합성단면

a. 구체

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 1,300 = 14,170,000 mm²

Iy = 10,900 × 1,300 ³ / 12 + 10,900 × 1,300 × 0 ² = 1,995,608,333,333 mm⁴

b. 합성단면의 단위폭당 단면특성

- 강형의 단위폭당 단면특성

A = 0.2200 × 5 EA / 10.900 = 0.1009 m²

Iy = 0.0364 × 5 EA / 10.900 = 0.0167 m⁴

- 구체의 단위폭당 단면특성

A = 14.1700 / 10.900 = 1.3000 m²

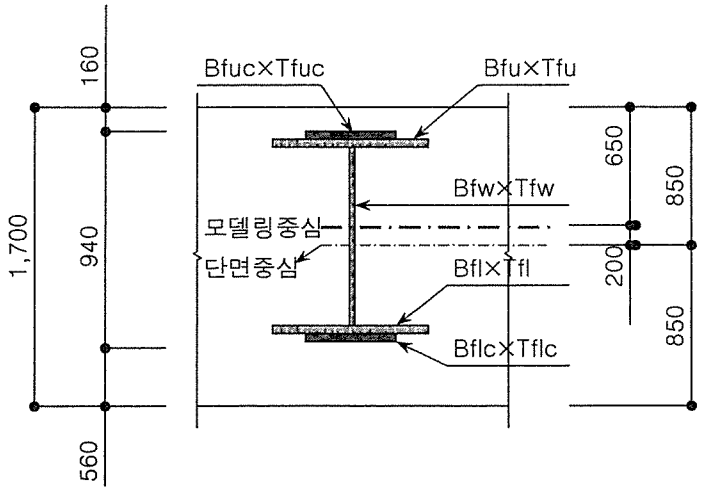
Iy = 1.9956 / 10.900 = 0.1831 m⁴

* 합성단면의 단면특성 ( 강형 + 구체 )

A = 0.1009 + 1.3000 = 1.4009 m²

Iy = 0.0167 + 0.1831 = 0.1998 m⁴

4) 단부 종방향 헌치 종점부




Bfuc × Tfuc : 0 × 0 (1)
Bfu × Tfu : 500 × 20 ①
Bfw × Tfw : 15 × 940 ③
Bfl × Tfl : 500 × 20 ②
Bflc × Tflc : 0 × 0 (2)

A. 강형

| 구분 | A(mm²) | Iyc(mm⁴) | z(mm) | Iy(mm⁴) | 강성비(n) | n·A(mm²) | n·Iy(mm⁴) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 0 | 0 | 490 | 0 | 6.450 | 0 | 0 |
| ① | 10,000 | 333,333 | 480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| ③ | 14,100 | 1,038,230,000 | 0 | 1,038,230,000 | 6.450 | 90,950 | 6,696,977,767 |
| ② | 10,000 | 333,333 | -480 | 2,304,333,333 | 6.450 | 64,504 | 14,863,825,069 |
| (2) | 0 | 0 | -490 | 0 | 6.450 | 0 | 0 |
| 계 | | | | | | 219,958 | 36,424,627,906 |

B. 합성단면

a. 구체

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 1,700 = 18,530,000 mm²

Iy = 10,900 × 1,700 ³ / 12 + 10,900 × 1,700 × 200 ² = 4,466,347,666,667 mm⁴

b. 합성단면의 단위폭당 단면특성

- 강형의 단위폭당 단면특성

A = 0.2200 × 5 EA / 10.900 = 0.1009 m²

Iy = 0.0364 × 5 EA / 10.900 = 0.0167 m⁴

- 구체의 단위폭당 단면특성

A = 18.5300 / 10.900 = 1.7000 m²

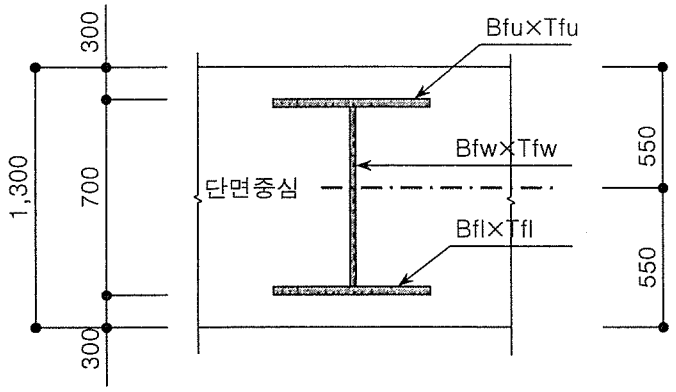
Iy = 4.4663 / 10.900 = 0.4098 m⁴

* 합성단면의 단면특성 ( 강형 + 구체 )

A = 0.1009 + 1.7000 = 1.8009 m²

Iy = 0.0167 + 0.4098 = 0.4265 m⁴

5) 벽체 상단부




Bfuc × Tfuc : 0 × 0 (1)
Bfu × Tfu : 500 × 20 ①
Bfw × Tfw : 15 × 660 ③
Bfl × Tfl : 500 × 20 ②
Bflc × Tflc : 0 × 0 (2)

A. 강형

| 구분 | A(mm²) | Iyc(mm⁴) | z(mm) | Iy(mm⁴) | 강성비(n) | n·A(mm²) | n·Iy(mm⁴) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (1) | 0 | 0 | 250 | 0 | 6.450 | 0 | 0 |
| ① | 10,000 | 333,333 | 240 | 576,333,333 | 6.450 | 64,504 | 3,717,568,862 |
| ③ | 9,900 | 359,370,000 | -100 | 458,370,000 | 6.450 | 63,859 | 2,956,660,566 |
| ② | 10,000 | 333,333 | -240 | 576,333,333 | 6.450 | 64,504 | 3,717,568,862 |
| (2) | 0 | 0 | -250 | 0 | 6.450 | 0 | 0 |
| 계 | | | | | | 192,866 | 10,391,798,290 |

B. 합성단면

a. 구체

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 1,300 = 14,170,000 mm²

Iy = 10,900 × 1,300 ³ / 12 + 10,900 × 1,300 × 0 ² = 1,995,608,333,333 mm⁴

b. 합성단면의 단위폭당 단면특성

- 강형의 단위폭당 단면특성

A = 0.1929 × 5 EA / 10.900 = 0.0885 m²

Iy = 0.0104 × 5 EA / 10.900 = 0.0048 m⁴

- 구체의 단위폭당 단면특성

A = 14.1700 / 10.900 = 1.3000 m²

Iy = 1.9956 / 10.900 = 0.1831 m⁴

* 합성단면의 단면특성 ( 강형 + 구체 )

A = 0.0885 + 1.3000 = 1.3885 m²

Iy = 0.0048 + 0.1831 = 0.1879 m⁴

6) 벽체 하단부

- 전폭에 대한 단면특성

A = 10,900 × 1,300 = 14,170,000 $mm^2$

Iy = 10,900 × 1,300 $^3$ / 12 = 1,995,608,333,333 $mm^4$

- 구체의 단위폭당 단면특성

A = 14.1700 / 10.900 = 1.3000 $m^2$

Iy = 1.9956 / 10.900 = 0.1831 $m^4$

7) 단면제원 집계

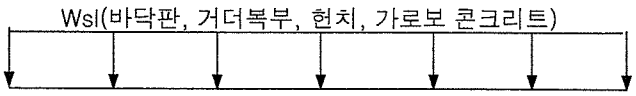
[단위폭당 단면특성치]

| 부 재 번 호 | 합성전 | | 합성후 | | 비 고 (단면) |
|---|---|---|---|---|---|
| | A($m^2$) | Iy($m^4$) | A($m^2$) | Iy($m^4$) | |
| 10 | 0.2571 | 0.0571 | 0.6568 | 0.1382 | 프리플렉스 합성단면 |
| 9,11 | 0.2571 | 0.0571 | 0.6568 | 0.1382 | 빔 종점부, 이음부 |
| 8,12 (변단면) | 0.1009 | 0.0167 | 1.4009 | 0.1998 | 헌치 시점부 |
| 7,13 | 0.1009 | 0.0167 | 1.8009 | 0.4265 | 헌치 종점부 |
| 5,6 | 0.0885 | 0.0048 | 1.3885 | 0.1879 | 벽체 상단부-1 |
| 3,4 | 1.3885 | 0.1879 | 1.3885 | 0.1879 | 벽체 상단부 |
| 1,2 | 1.3000 | 0.1831 | 1.3000 | 0.1831 | 벽체 하단부 |

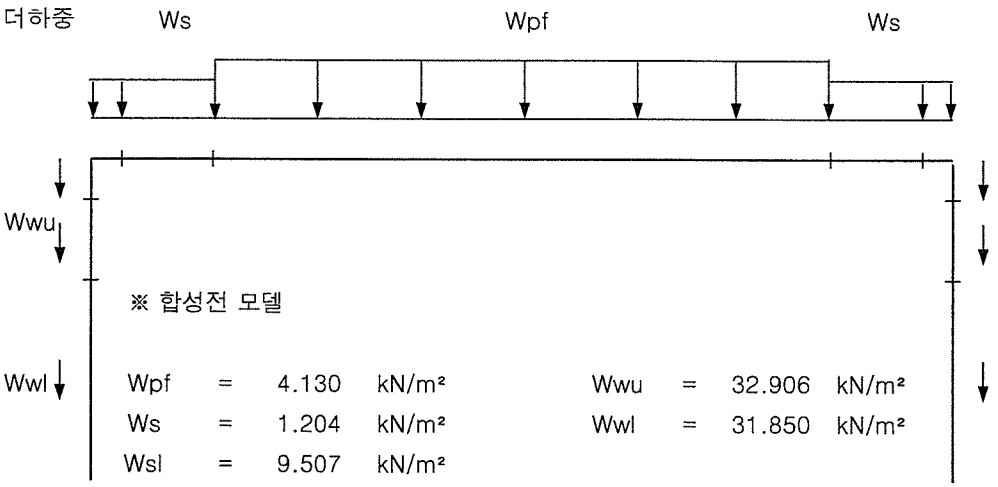
## 4 .4 하중재하

### 1) LOAD CASE 1 : 합성전 고정하중

1. 콘크리트하중



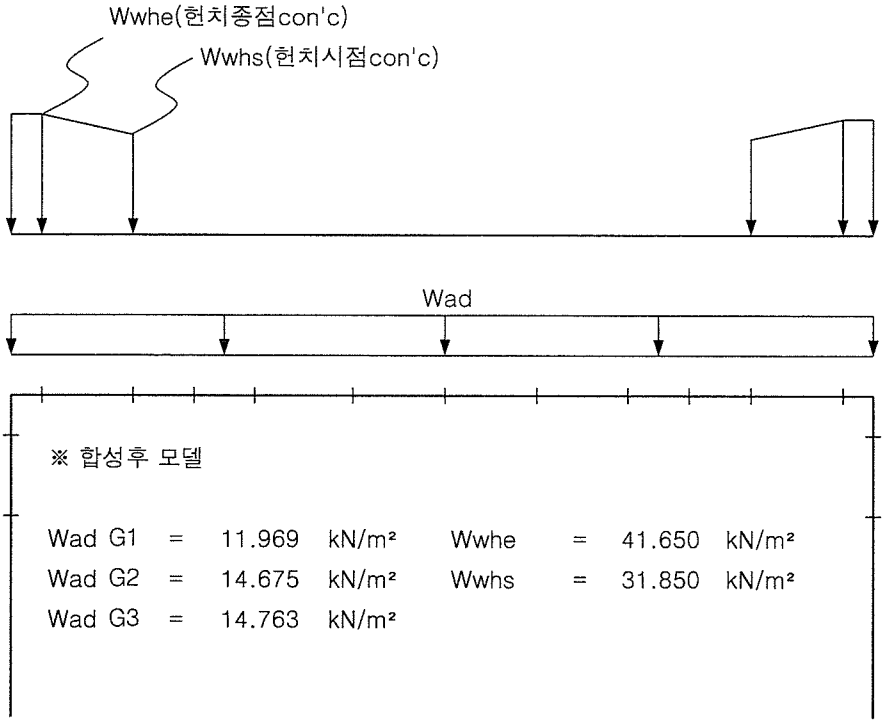

2. 거더하중




※ 합성전 모델

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Wpf | = | 4.130 | kN/m² | Wwu | = | 32.906 | kN/m² |
| Ws | = | 1.204 | kN/m² | Wwl | = | 31.850 | kN/m² |
| Wsl | = | 9.507 | kN/m² | | | | |

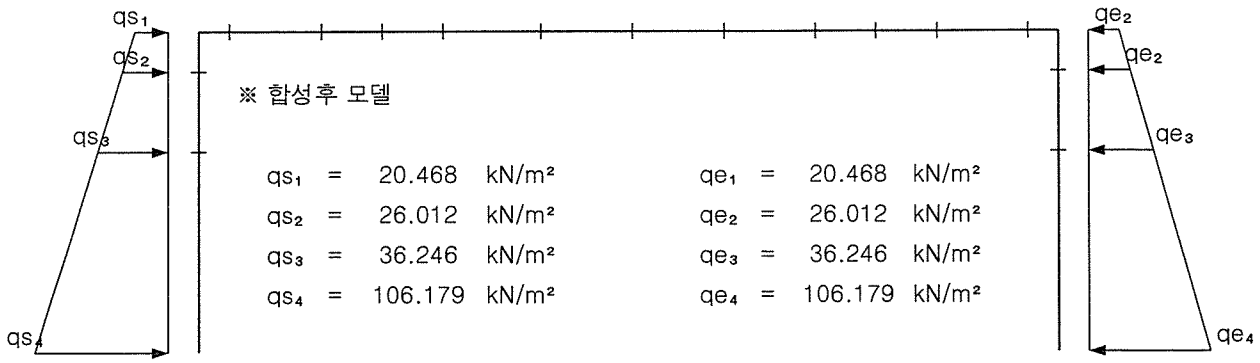
### 2) LOAD CASE 2 : 합성후 고정하중




※ 합성후 모델

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Wad G1 | = | 11.969 | kN/m² | Wwhe | = | 41.650 | kN/m² |
| Wad G2 | = | 14.675 | kN/m² | Wwhs | = | 31.850 | kN/m² |
| Wad G3 | = | 14.763 | kN/m² | | | | |

3) LOAD CASE 3 : 전토압

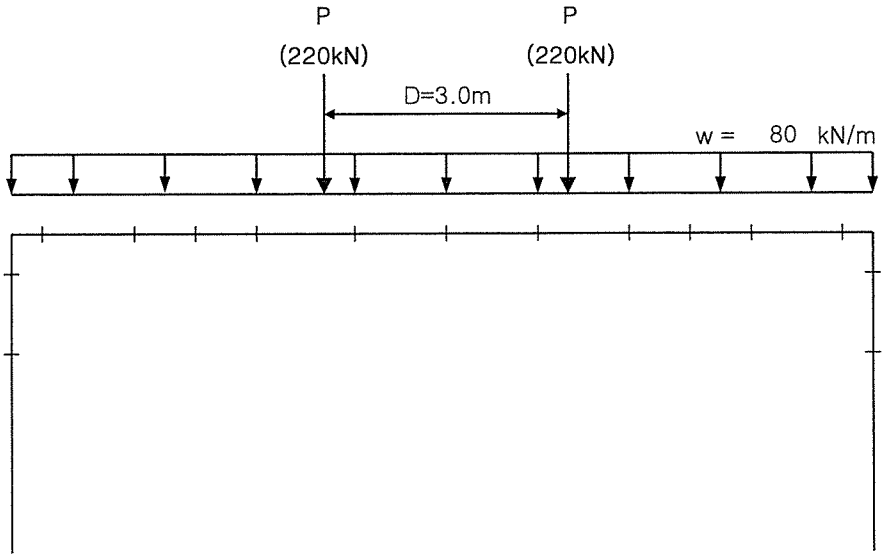



※ 합성후 모델

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $qs_1$ | = | 20.468 | kN/m² | $qe_1$ | = | 20.468 | kN/m² |
| $qs_2$ | = | 26.012 | kN/m² | $qe_2$ | = | 26.012 | kN/m² |
| $qs_3$ | = | 36.246 | kN/m² | $qe_3$ | = | 36.246 | kN/m² |
| $qs_4$ | = | 106.179 | kN/m² | $qe_4$ | = | 106.179 | kN/m² |

4) LOAD CASE 4 : 활하중

- KRL-2012 표준열차하중




※ 충격계수(1+i) = 1.146

※ 활하중

: 열차축하중×분배계수×충격계수

G1 거더 : Wls = 220 × 0.159 × 1.146 = 40.030 kN/m

G2 거더 : Wls = 220 × 0.203 × 1.146 = 51.180 kN/m

G3 거더 : Wls = 220 × 0.205 × 1.146 = 51.685 kN/m

: 등분포하중×분배계수×충격계수

G1 거더 : Wls = 80 × 0.159 × 1.146 = 14.557 kN/m²

G2 거더 : Wls = 80 × 0.203 × 1.146 = 18.611 kN/m²

G3 거더 : Wls = 80 × 0.205 × 1.146 = 18.794 kN/m²

- 보도활하중

G1 = 0.507 kN/m²

G2 = 0.530 kN/m²

G3 = 0.497 kN/m²

5) LOAD CASE 5 : 온도하중

- ΔT = 10 ℃ : 부재축 방향
- ΔTz = 5 ℃ : 부재축 직각방향

6) LOAD CASE 6 : 온도하중

- ΔT = -10 ℃ : 부재축 방향
- ΔTz = -5 ℃ : 부재축 직각방향

7) LOAD CASE 7 : 건조수축

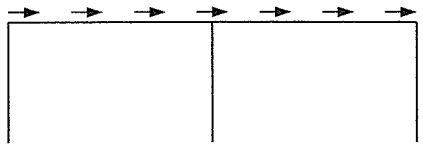
- ΔT = -12.5 ℃

8) LOAD CASE 8 : 지점침하

- 지점의 부등침하량 = 10 mm

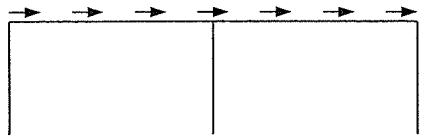
9) 시동 및 제동하중

- KRL-2012 표준열차하중



Hsb = 9.386 kN/m², Msb = 29.640 kN·m/m²

10) 장대레일 종하중



Hlr = 0.853 kN/m², Mlr = 1.159 kN·m/m²

## 4 .5 하중조합

### 4 .5.1 합성전

#### 1) 극한하중 검토시

| 하중 / 하중조합 | 합성전 고정하중 | 토 압 | 활 하 중 | 온도하중 | | 건조수축 | 지점침하 | 시동및 제동하중 | 장대레일 종하중 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | ΔT (+) | ΔT (−) | | | | |
| UCOMB 1 | 1.35 | | | | | | | | |

| 하중 / 하중조합 | 합성전 고정하중 | 토 압 | 활 하 중 | 온도하중 | | 건조수축 | 지점침하 | 시동및 제동하중 | 장대레일 종하중 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | ΔT (+) | ΔT (−) | | | | |
| SCOMB 1 | 1.0 | | | | | | | | |

### 4 .5.2 합성후

#### 1) 극한하중 검토시

| 하중 / 하중조합 | 합성후 고정하중 | 토 압 | 활 하 중 | 온도하중 | | 건조수축 | 지점침하 | 시동및 제동하중 | 장대레일 종하중 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | ΔT (+) | ΔT (−) | | | | |
| UCOMB 1 | 1.35 | 1.60 | | | | | | | |
| UCOMB 2 | 1.35 | 0.60 | | | | | | | |
| UCOMB 3 | 1.35 | 1.60 | 1.85 | | | | | | |
| UCOMB 4 | 1.35 | 0.60 | 1.85 | | | | | | |
| UCOMB 5 | 1.60 | 1.60 | 1.60 | | | | | | |
| UCOMB 6 | 1.60 | 0.60 | 1.60 | | | | | | |
| UCOMB 7 | 1.35 | 1.60 | 1.40 | | | | | 1.40 | 1.40 |
| UCOMB 8 | 1.35 | 0.60 | 1.40 | | | | | 1.40 | 1.40 |
| UCOMB 9 | 1.35 | 1.60 | 1.40 | 1.35 | | | 1.35 | | |
| UCOMB 10 | 1.35 | 1.60 | 1.40 | | 1.35 | 1.35 | 1.35 | | |
| UCOMB 11 | 1.35 | 0.60 | 1.40 | 1.35 | | | 1.35 | | |
| UCOMB 12 | 1.35 | 0.60 | 1.40 | | 1.35 | 1.35 | 1.35 | | |
| UCOMB 13 | 1.35 | 1.60 | | 1.35 | | | 1.35 | | |
| UCOMB 14 | 1.35 | 1.60 | | | 1.35 | 1.35 | 1.35 | | |
| UCOMB 15 | 1.35 | 0.60 | | 1.35 | | | 1.35 | | |
| UCOMB 16 | 1.35 | 0.60 | | | 1.35 | 1.35 | 1.35 | | |
| UCOMB 17 | 1.35 | 1.60 | 1.40 | 1.35 | | | 1.35 | 1.40 | 1.40 |
| UCOMB 18 | 1.35 | 1.60 | 1.40 | | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.40 | 1.40 |
| UCOMB 19 | 1.35 | 0.60 | 1.40 | 1.35 | | | 1.35 | 1.40 | 1.40 |
| UCOMB 20 | 1.35 | 0.60 | 1.40 | | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.40 | 1.40 |

2) 사용하중 검토시

| 하중 / 하중조합 | 합성후 고정하중 | 토 압 | 활 하 중 | 온도하중 | | 건조수축 | 지점침하 | 시동및 제동하중 | 장대레일 종하중 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | ΔT (+) | ΔT (−) | | | | |
| SCOMB 1 | 1.0 | 1.0 | | | | | | | |
| SCOMB 2 | 1.0 | 0.5 | | | | | | | |
| SCOMB 3 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | | | | | |
| SCOMB 4 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | | | | | | |
| SCOMB 5 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | | | | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 6 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | | | | | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 7 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | | 1.0 | | |
| SCOMB 8 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | |
| SCOMB 9 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | 1.0 | | | 1.0 | | |
| SCOMB 10 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | |
| SCOMB 11 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 12 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 13 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | 1.0 | | | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 14 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 15 | | 1.0 | | | | | | | |
| SCOMB 16 | | 0.5 | | | | | | | |
| SCOMB 17 | | 1.0 | 1.0 | | | | | | |
| SCOMB 18 | | 0.5 | 1.0 | | | | | | |
| SCOMB 19 | | 1.0 | 1.0 | | | | | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 20 | | 0.5 | 1.0 | | | | | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 21 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | | 1.0 | | |
| SCOMB 22 | | 1.0 | 1.0 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | |
| SCOMB 23 | | 0.5 | 1.0 | 1.0 | | | 1.0 | | |
| SCOMB 24 | | 0.5 | 1.0 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | |
| SCOMB 25 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | | | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 26 | | 1.0 | 1.0 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 27 | | 0.5 | 1.0 | 1.0 | | | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| SCOMB 28 | | 0.5 | 1.0 | | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

# 5 . 내진설계

## 5 .1 등가정적 지진하중 산정

### 5 .1.1 상부구조 자중계산

| 기호 | | 상부구조 면적당 하중(W) (kN/m²) | Lw (m) | Wts (kN/m) |
|---|---|---|---|---|
| 합성전 하중 | 프리플렉스 합성단면 | = 13.637 | 16.000 | 111.415 |
| | 단부 종방향 헌치 | ( 33.054 + 42.854 ) × 1/2 = 37.954 | 2.000 | 38.762 |
| | 단부 우각부 | = 42.854 | 1.346 | 29.454 |
| | 소계(Wd1) | | | 179.632 |
| 합성후 고정하중(Wd2) | | = 13.739 | 21.346 | 149.751 |
| 합계(Wd1+Wd2) | | | - | 329.382 |

여기서, Lw : 하중의 종방향 재하길이(모델링 참조)
Bt : 교폭 = 10.900 m
Le : 유효지간 = 21.346 m
Wts : 상부구조의 종방향 길이당 하중 {=(W·(Lw / Le)·Bt}

w(x) = (상부하중 + 벽체하중/2) / Le
= 329.382 + ( 358.677 × 1.850 + 347.165 × 8.200 + 358.677 × 1.850
+ 347.165 × 8.200 ) / ( 2 × 21.346 ) = 493.83 kN/m

### 5 .1.2 SPRING 계수

#### 1) 벽체 뒷채움토 강성 산정(시점)

- 흙의 변형 계수
Eo = 1.0 × N = 1.0 × 15 = 15 MPa = 15000 kN/m²
여기서, N = 15

A. 종방향 (교축방향 : X - Direction) 변위 강성

Ks = 0.425 × Eo × B
= 0.425 × 15000 × 10.900 = 69487.5 kN/m

B. 횡방향 (교축직각방향 : Y - Direction) 회전 강성

Kr = 0.072 × Eo × B × H²
= 0.072 × 15000 × 10.900 × 10.050 ² = 1189001.4 kN·m/rad

C. Y축, Z축으로의 변위강성과 X축, Z축에 대한 회전강성은 무시함.

※ 지진시 교축직각방향과 교량높이방향의 힘은 구조물에 영향을 미치지 않고
X, Z축의 회전은 교량강성이 커서 영향이 미미함.

### 3) 벽체 뒷채움토 강성 산정(종점)

A. 종방향 (교축방향 : X – Direction) 변위 강성

$$Ks = 0.425 \times Eo \times B$$
$$= 0.425 \times 15000 \times 10.900 = 69487.5 \text{ kN/m}$$

B. 횡방향 (교축직각방향 : Y – Direction) 회전 강성

$$Kr = 0.072 \times Eo \times B \times H^2$$
$$= 0.072 \times 15000 \times 10.900 \times 10.050^2 = 1189001.4 \text{ kN·m/rad}$$

C. Y축, Z축으로의 변위강성과 X축, Z축에 대한 회전강성은 무시함.

※ 지진시 교축직각방향과 교량높이방향의 힘은 구조물에 영향을 미치지 않고
X, Z축의 회전은 교량강성이 커서 영향이 미미함.

### 3) 교대부 기초 강성 산정(시점)

- 흙의 변형 계수

$Eo = 1.0 \times N = 1.0 \times 40 = 40$ MPa $= 40000$ kN/㎡

여기서, $N = 40$

- 흙의 전단 탄성계수

$$G = \frac{Eo}{2 \times (1 + v)} = 5555.6 \text{ kN/㎡}$$

여기서, $v = 0.35$

A. 변위 강성

a. X축 방향의 변위 강성

- $$Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905 \text{ m}$$

- $$Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro}{2 - v} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.905}{2 - 0.35} = 159057.8 \text{ kN/m}$$

여기서, Ro : 유효 등가반지름
Ko : 유효 등가반지름으로 계산된 강성

- $L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085$ ▶ 형상계수 $\alpha = 1.0258$

- $D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220$ ▶ 근입계수 $\beta = 1.3182$

- 수정변위강성

$$K_{\delta x} = \alpha \times \beta \times Ko$$
$$= 1.0258 \times 1.3182 \times 159057.8 = 215071.5 \text{ kN/m}$$

b. Y축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro}{2 - v} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.905}{2 - 0.35} = 159057.8$ kN/m

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 $\alpha$ = 1.0235

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 $\beta$ = 1.0391

- 수정변위강성

$K_{\delta y} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0235 \times 1.0391 \times 159057.8 = 169162.2$ kN/m

c. Z축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{4 \cdot G \cdot Ro}{1 - v} = \frac{4 \times 5555.6 \times 5.905}{1 - 0.35} = 131222.7$ kN/m

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 $\alpha$ = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 $\beta$ = 1.0391

- 수정변위강성

$K_{\delta z} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0258 \times 1.0391 \times 131222.7 = 139860.7$ kN/m

B. 회전 강성

a. X축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[\frac{B \cdot L^3}{3 \cdot \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{10.050 \times 10.900^{\,3}}{3 \times \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = 6.096$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro^3}{3 \cdot (1 - v)} = \frac{8 \times 5555.6 \times 6.096^{\,3}}{3 \times (1 - 0.35)} = 5163137.5$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 $\alpha$ = 1.0531

- D / R = 1.300 / 6.096 = 0.213 ▶ 근입계수 $\beta$ = 1.0396

- 수정변위강성

$K_{\theta x}$ = α × β × Ko

= 1.0531 × 1.0396 × 5163137.5 = 5652219.1 kN·m/rad

b. Y축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[ \frac{B^3 \cdot L}{3 \cdot \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = \left[ \frac{10.050^{\ 3} \times 10.900}{3 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = 5.853$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.853^{\ 3}}{3 \times (1 - 0.35)} = 4571124.4$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.853 = 0.222 ▶ 근입계수 β = 1.0389

- 수정변위강성

$K_{\theta y}$ = α × β × Ko

= 1.0258 × 1.0389 × 4571124.4 = 4871371.3 kN·m/rad

c. Z축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[ \frac{B \cdot L \cdot (B^2 + L^2)}{6 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}}$

$= \left[ \frac{10.050 \times 10.900 \times (10.050^{\ 2} + 10.900^{\ 2})}{6 \times \pi} \right]^{\frac{1}{4}} = 5.978$ m

- $Ko = \frac{16 \cdot G \cdot Ro^3}{3} = \frac{16 \times 5555.6 \times 5.978^{\ 3}}{3} = 6331171.7$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.978 = 0.217 ▶ 근입계수 β = 1.0393

- 수정변위강성

$K_{\theta z}$ = α × β × Ko

= 1.0258 × 1.0393 × 6331171.7 = 6749208.9 kN·m/rad

4) 교대부 기초 강성 산정(종점)

- 흙의 변형 계수

Eo = 1.0 × N = 1.0 × 40 = 40 MPa = 40000 kN/㎡

여기서, N = 40

- 흙의 전단 탄성계수

$$G = \frac{Eo}{2 \times (1 + v)} = 5555.6 \text{ kN/㎡}$$

여기서, v = 0.35

A. 변위 강성

a. X축 방향의 변위 강성

$$- Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905 \text{ m}$$

$$- Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro}{2 - v} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.905}{2 - 0.35} = 159057.8 \text{ kN/m}$$

여기서, Ro : 유효 등가반지름

Ko : 유효 등가반지름으로 계산된 강성

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 α = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 β = 1.3182

- 수정변위강성

$K_{\delta x}$ = α × β × Ko

= 1.0258 × 1.3182 × 159057.8 = 215071.5 kN/m

b. Y축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro}{2 - \nu} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.905}{2 - 0.35} = 159057.8$ kN/m

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 $\alpha$ = 1.0235

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 $\beta$ = 1.0391

- 수정변위강성

$K_{\delta y} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0235 \times 1.0391 \times 159057.8 = 169162.2$ kN/m

c. Z축 방향의 변위 강성

- $Ro = \sqrt{\frac{B \cdot L}{\pi}} = \sqrt{\frac{10.050 \times 10.900}{\pi}} = 5.905$ m

- $Ko = \frac{4 \cdot G \cdot Ro}{1 - \nu} = \frac{4 \times 5555.6 \times 5.905}{1 - 0.35} = 131222.7$ kN/m

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 $\alpha$ = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.905 = 0.220 ▶ 근입계수 $\beta$ = 1.0391

- 수정변위강성

$K_{\delta z} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0258 \times 1.0391 \times 131222.7 = 139860.7$ kN/m

B. 회전 강성

a. X축 방향의 회전 강성

- $Ro = \left[\frac{B \cdot L^3}{3 \cdot \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{10.050 \times 10.900^{\ 3}}{3 \times \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = 6.096$ m

- $Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \times 5555.6 \times 6.096^{\ 3}}{3 \times (1 - 0.35)} = 5163137.5$ kN·m/rad

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 $\alpha$ = 1.0531

- D / R = 1.300 / 6.096 = 0.213 ▶ 근입계수 $\beta$ = 1.0396

- 수정변위강성

$K_{\theta x} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0531 \times 1.0396 \times 5163137.5 = 5652219.1$ kN·m/rad

b. Y축 방향의 회전 강성

$$- Ro = \left[\frac{B^3 \cdot L}{3 \cdot \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = \left[\frac{10.050^{\ 3} \times 10.900}{3 \times \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = 5.853 \text{ m}$$

$$- Ko = \frac{8 \cdot G \cdot Ro^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \times 5555.6 \times 5.853^{\ 3}}{3 \times (1 - 0.35)} = 4571124.4 \text{ kN·m/rad}$$

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 $\alpha$ = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.853 = 0.222 ▶ 근입계수 $\beta$ = 1.0389

- 수정변위강성

$K_{\theta y} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0258 \times 1.0389 \times 4571124.4 = 4871371.3$ kN·m/rad

c. Z축 방향의 회전 강성

$$- Ro = \left[\frac{B \cdot L \cdot (B^2 + L^2)}{6 \times \pi}\right]^{\frac{1}{4}}$$

$$= \left[\frac{10.050 \times 10.900 \times (10.050^{\ 2} + 10.900^{\ 2})}{6 \times \pi}\right]^{\frac{1}{4}} = 5.978 \text{ m}$$

$$- Ko = \frac{16 \cdot G \cdot Ro^3}{3} = \frac{16 \times 5555.6 \times 5.978^{\ 3}}{3} = 6331171.7 \text{ kN·m/rad}$$

- L / B = 10.900 / 10.050 = 1.085 ▶ 형상계수 $\alpha$ = 1.0258

- D / R = 1.300 / 5.978 = 0.217 ▶ 근입계수 $\beta$ = 1.0393

- 수정변위강성

$K_{\theta z} = \alpha \times \beta \times Ko$

$= 1.0258 \times 1.0393 \times 6331171.7 = 6749208.9$ kN·m/rad

### 5) 벽체 뒷채움토 및 기초 강성 집계

[본 강성은 교량 전폭 값]

| 구분 \ 강성 | | X축 방향의 변위 강성 $K_s$, $K_{\delta x}$ (kN/m) | Y축 방향의 변위 강성 $K_{\delta y}$ (kN/m) | Z축 방향의 변위 강성 $K_{\delta z}$ (kN/m) | X축 방향의 회전 강성 $K_{\theta x}$ (kN·m/rad) | Y축 방향의 회전 강성 $K_r$, $K_{\theta y}$ (kN·m/rad) | Z축 방향의 회전 강성 $K_{\theta z}$ (kN·m/rad) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 벽체 | 시점 | 69487.5 | - | - | - | 1189001.4 | - |
| | 종점 | 69487.5 | - | - | - | 1189001.4 | - |
| 교대부 기초 | 시점 | 215071.5 | 169162.2 | 139860.7 | 5652219.1 | 4871371.3 | 6749208.9 |
| | 종점 | 215071.5 | 169162.2 | 139860.7 | 5652219.1 | 4871371.3 | 6749208.9 |

## 5 .1.3 탄성지진력 및 변위 결정

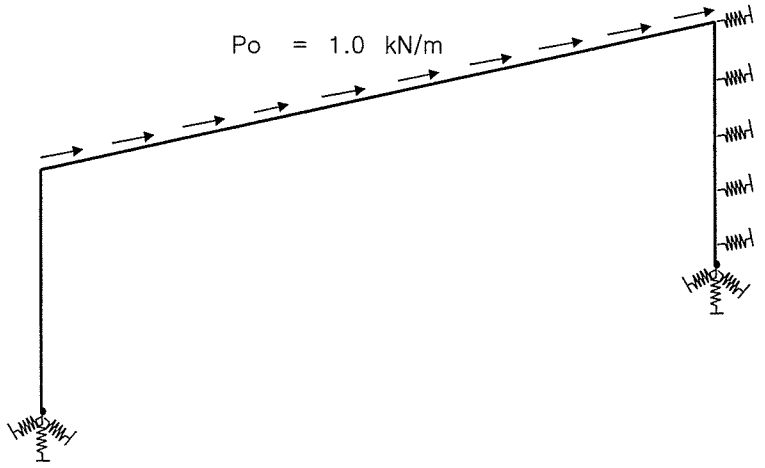
### 1) 교량 시점에서 종점방향(→)으로 탄성지진력 작용시

A. 해석방법

단일모드 스펙트럼 해석법 (Single-Mode Spectrum Analysis)

B. 정적처짐 $V_s(x)$ 산정

- 상부 슬래브에 교축방향으로 단위 길이당 1.0 kN/m 의 하중을 재하한다.




TRANSLATIONS AND ROTATIONS, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD UNIT ----------

| JOINT | UX | UZ | RY |
|---|---|---|---|
| 13 | 4.11E-05 | 2.49E-06 | 5.13E-06 |
| 14 | 4.11E-05 | 5.14E-07 | 4.85E-06 |
| 15 | 4.11E-05 | -7.44E-06 | 2.98E-06 |
| 16 | 4.11E-05 | -7.44E-06 | 2.98E-06 |
| 17 | 2.78E-05 | 6.62E-06 | 2.67E-06 |
| 18 | 2.78E-05 | 6.62E-06 | 2.67E-06 |
| 19 | 2.70E-05 | -6.59E-07 | 4.49E-06 |
| 20 | 2.69E-05 | -2.49E-06 | 4.77E-06 |

- 종방향 최대변위 $V_s(x)$ = 4.27E-05 m

C. α,β,γ 계산

$$- \alpha = \int_0^L Vs(x)\cdot dx$$

$$= 0.0000427 \times 21.346 = 0.0009110 \ m^2$$

$$- \beta = \int_0^L W(x)\cdot Vs(x)\cdot dx$$

$$= 329.382 \times 0.0000427 \times 21.346 = 0.3000829 \ kN\cdot m$$

$$- \gamma = \int_0^L W(x)\cdot V_s(x)^2\cdot dx$$

$$= 329.382 \times 0.0000427^2 \times 21.346 = 1.281E-05 \ kN\cdot m^2$$

D. 주기(T) 계산

$$- T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{Po\cdot g\cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{1.281E-05}{1.0 \times 9.81 \times 0.0009110}} = 0.238 \ sec$$

E. 탄성지진 응답계수(Cs)

$$- Cs = 1.2\frac{A\cdot S}{T^{2/3}} = 1.2 \times \frac{0.154 \times 1.2}{0.238^{2/3}} = 0.578 > 2.5A = 0.385$$

$$\therefore Cs = 0.578$$

F. 지진하중

$$- Pe(x) = \frac{\beta\cdot Cs\cdot W(x)\cdot Vs(x)}{\gamma}$$

$$= \frac{0.3000829 \times 0.578 \times 329.382 \times 0.0000427}{1.281E-05} = 190.274 \ kN/m$$

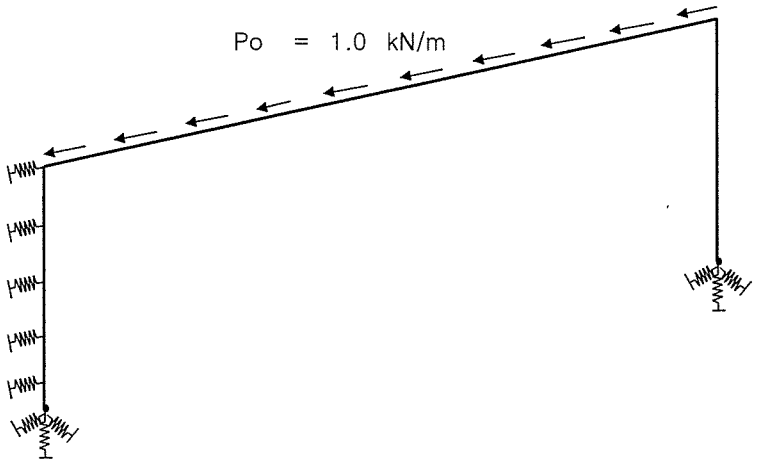
2) 교량 종점에서 시점방향(←)으로 탄성지진력 작용시

A. 해석방법

단일모드 스펙트럼 해석법 (Single-Mode Spectrum Analysis)

B. 정적처짐 $V_s(x)$ 산정

- 상부 슬래브에 교축방향으로 단위 길이당 1.0 kN/m 의 하중을 재하한다.




TRANSLATIONS AND ROTATIONS, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD UNIT ----------

| JOINT | UX | UZ | RY |
|---|---|---|---|
| 13 | 4.11E-05 | 2.49E-06 | 5.13E-06 |
| 14 | 4.11E-05 | 5.14E-07 | 4.85E-06 |
| 15 | 4.11E-05 | -7.44E-06 | 2.98E-06 |
| 16 | 4.11E-05 | -7.44E-06 | 2.98E-06 |
| 17 | 2.78E-05 | 6.62E-06 | 2.67E-06 |
| 18 | 2.78E-05 | 6.62E-06 | 2.67E-06 |
| 19 | 2.70E-05 | -6.59E-07 | 4.49E-06 |
| 20 | 2.69E-05 | -2.49E-06 | 4.77E-06 |

• 종방향 최대변위 $V_s(x)$ = 0.0000042 m

C. α,β,γ 계산

$$- \alpha = \int_0^L Vs(x)\cdot dx$$

$$= 0.0000042 \times 21.346 = 0.0000896 \ m^4$$

$$- \beta = \int_0^L W(x)\cdot Vs(x)\cdot dx$$

$$= 329.382 \times 0.0000042 \times 21.346 = 0.0295021 \ kN\cdot m$$

$$- \gamma = \int_0^L W(x)\cdot V_s(x)^2\cdot dx$$

$$= 329.382 \times 0.0000042^2 \times 21.346 = 1.238E-07 \ kN\cdot m^4$$

D. 주기(T) 계산

$$- T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{Po\cdot g\cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{1.238E-07}{1.0 \times 9.81 \times 0.0000896}} = 0.075 \ sec$$

E. 탄성지진 응답계수(Cs)

$$- Cs = 1.2\frac{A\cdot S}{T^{2/3}} = 1.2 \times \frac{0.154 \times 1.2}{0.075^{2/3}} = 1.252 > 2.5A = 0.385$$

$$\therefore Cs = 1.252$$

F. 지진하중

$$- Pe(x) = \frac{\beta\cdot Cs\cdot W(x)\cdot Vs(x)}{\gamma}$$

$$= \frac{0.0295021 \times 1.252 \times 329.382 \times 0.0000042}{1.238E-07} = 412.263 \ kN/m$$

## 5 .2 지진시 토압

- 가속도 계수 A = 0.154
- 연직 가속도계수 Kv = 0.000
- 수평 가속도계수 Kh = N·A = 1.0 × 0.154 = 0.154

여기서, N
- 교대의 변위가 구속 (경사말뚝시) : 1.5
- 교대의 변위가 중간 : 1.0
- 교대의 변위가 충분히 발생 : 0.5

### 5 .2.1 지진시 주동토압

#### 1) 지진시 주동토압계수(Mononobe-Okabe)

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

$= 0.363$

여기서, $\phi$ : 흙의 내부 마찰각 ( 35 ° )

$\theta$ : $\mathrm{Tan}^{-1}\left(\frac{Kh}{1-Kv}\right) = 8.755$ °

$\delta$ : 흙과 벽체 사이의 마찰각 ( 지진시 = 0 )

$i$ : 뒷채움 흙의 경사각 ( i = 0 )

$\beta$ : 교대배면의 수직에 대한 각 ( $\beta$ = 0 )

#### 2) 전폭에 대한 지진시 토압

A. 교량 시점에서 종점방향(→)으로의 전폭에 대한 토압

$P_{AE} = 1/2\cdot K_{AE}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot B$

$= 1/2 \times 0.363 \times 20.000 \times 10.050^2 \times 10.900 = 3994.341$ kN

B. 교량 종점에서 시점방향(←)으로의 전폭에 대한 토압

$P_{AE} = 1/2\cdot K_{AE}\cdot\gamma\cdot H^2\cdot B$

$= 1/2 \times 0.363 \times 20.000 \times 10.050^2 \times 10.900 = 3994.341$ kN

### 5 .2.2 주동토압

#### 1) 주동토압계수

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

$= 0.271$

여기서, $\theta = 0$ ° : 벽배면과 연직면이 이루는 각

$\delta = 0$ ° : 흙배면과 흙 사이의 벽면 마찰각

$\phi = 35$ ° : 흙의 전단 저항각

$\alpha = 0$ ° : 지표면과 수평면이 이루는 각

2) 전폭에 대한 토압

A. 교량 시점에서 종점방향(→)으로의 전폭에 대한 토압

$$P_A = 1 / 2 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B$$
$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 10.050^2 \times 10.900 = 2983.403 \text{ kN}$$

B. 교량 종점에서 시점방향(←)으로의 전폭에 대한 토압

$$P_A = 1 / 2 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B$$
$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 10.050^2 \times 10.900 = 2983.403 \text{ kN}$$

3) 지진시 주동토압 및 작용점

A. 교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시

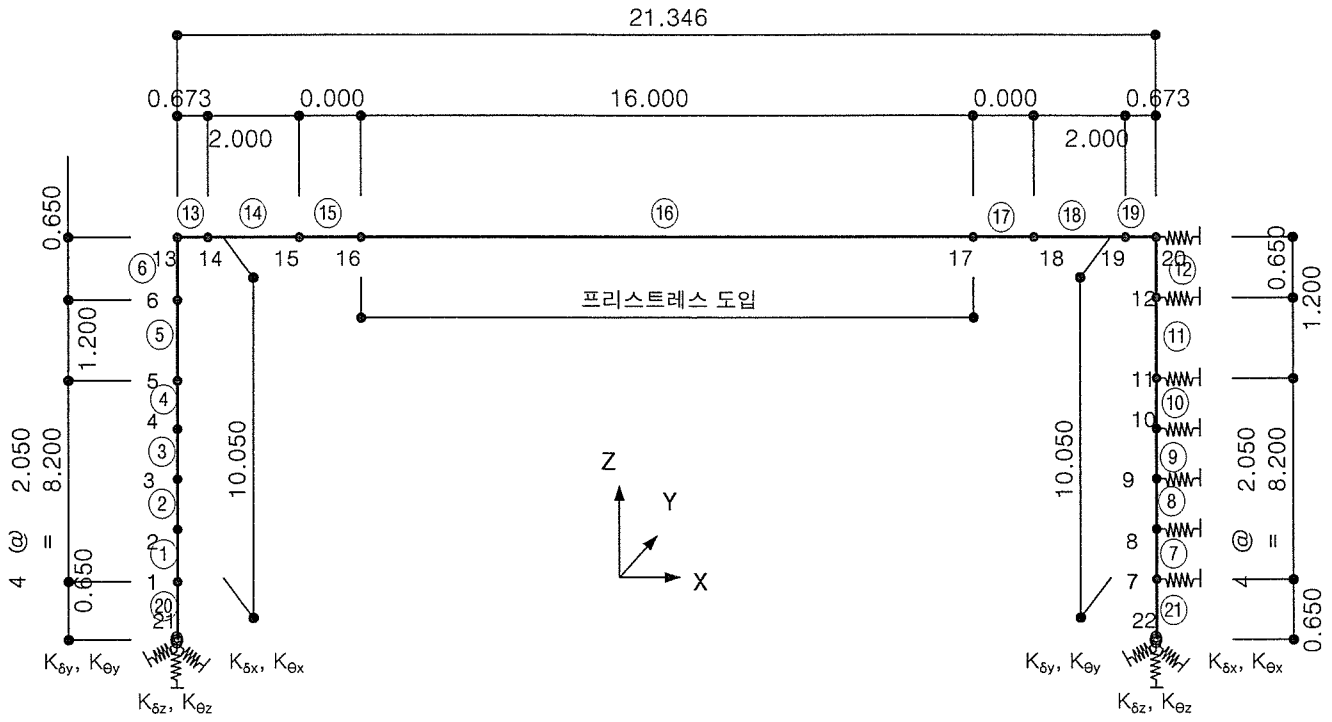
$\Delta P_{AE}$ = 3994.341 − 2983.403 = 1010.938 kN ⇒ 0.6H에 작용

B. 교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시

$\Delta P_{AE}$ = 3994.341 − 2983.403 = 1010.938 kN ⇒ 0.6H에 작용

## 5 .3 지진시 해석 모델

### 5 .3.1 모델링




※ 상기 모델링은 교량 시점에서 종점방향(→)으로 설계 지진력 발생시 종점 벽체의 스프링 표현.
교량 종점에서 시점방향(←)으로 설계 지진력 발생시 시점 벽체측에 스프링이 발생됨.

1) 절점좌표

| 절점 | X | Z | 절점 | X | Z |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.000 | 12 | 21.346 | 9.400 |
| 2 | 0.000 | 2.050 | 13 | 0.000 | 10.050 |
| 3 | 0.000 | 4.100 | 14 | 0.673 | 10.050 |
| 4 | 0.000 | 6.150 | 15 | 2.673 | 10.050 |
| 5 | 0.000 | 8.200 | 16 | 2.673 | 10.050 |
| 6 | 0.000 | 9.400 | 17 | 18.673 | 10.050 |
| 7 | 21.346 | 0.000 | 18 | 18.673 | 10.050 |
| 8 | 21.346 | 2.050 | 19 | 20.673 | 10.050 |
| 9 | 21.346 | 4.100 | 20 | 21.346 | 10.050 |
| 10 | 21.346 | 6.150 | 21 | 0.000 | -0.650 |
| 11 | 21.346 | 8.200 | 22 | 21.346 | -0.650 |

2) SPRING 계수

[본 강성은 교량 전폭 값]

| 구분 | | 강성 / 절점 | X축 방향의 변위 강성 $K_s$, $K_{\delta x}$ (kN/m) | Y축 방향의 변위 강성 $K_{\delta y}$ (kN/m) | Z축 방향의 변위 강성 $K_{\delta z}$ (kN/m) | X축 방향의 회전 강성 $K_{\theta x}$ (kN·m/rad) | Y축 방향의 회전 강성 $K_r$, $K_{\theta y}$ (kN·m/rad) | Z축 방향의 회전 강성 $K_{\theta z}$ (kN·m/rad) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 벽체시점 | 단위길이 | – | 69487.5 | – | – | – | 1189001.4 | – |
| | 0.975 m | 13 | 67750.3 | – | – | – | 1159276.4 | – |
| | 0.925 m | 6 | 64275.9 | – | – | – | 1099826.3 | – |
| | 1.625 m | 5 | 112917.2 | – | – | – | 1932127.3 | – |
| | 2.050 m | 2~4 | 142449.4 | – | – | – | 2437452.9 | – |
| | 1.350 m | 1 | 93808.1 | – | – | – | 1605151.9 | – |
| 벽체종점 | 단위길이 | – | 69487.5 | – | – | – | 1189001.4 | – |
| | 0.975 m | 20 | 67750.3 | – | – | – | 1159276.4 | – |
| | 0.925 m | 12 | 64275.9 | – | – | – | 1099826.3 | – |
| | 1.625 m | 11 | 112917.2 | – | – | – | 1932127.3 | – |
| | 2.050 m | 8~10 | 142449.4 | – | – | – | 2437452.9 | – |
| | 1.350 m | 7 | 93808.1 | – | – | – | 1605151.9 | – |
| 교대부 기초 | 시점 | 21 | 215071.5 | 169162.2 | 139860.7 | 5652219.1 | 4871371.3 | 6749208.9 |
| | 종점 | 22 | 215071.5 | 169162.2 | 139860.7 | 5652219.1 | 4871371.3 | 6749208.9 |

* 벽체강성은 부재 길이당 환산한 강성 적용.

3) 단면제원

[단면제원 = 상시 단면제원×폭원]

| 부재 번호 | 합성후 A($m^2$) | 합성후 Iy($m^4$) | 비고 (단면) |
|---|---|---|---|
| 16 | 7.1588 | 1.5067 | 프리플렉스 합성단면 |
| 15,17 | 7.1588 | 1.5067 | 빔 종점부 |
| 14,18 (변단면) | 15.2698 | 2.1777 | 헌치 시점부 |
| 13,19 | 19.6298 | 4.6485 | 헌치 종점부 |
| 5~6 | 15.1343 | 2.0476 | 시점 벽체 상단부 |
| 1~4 | 14.1700 | 1.9956 | 시점 벽체 하단부 |
| 11~12 | 15.1343 | 2.0476 | 종점 벽체 상단부 |
| 7~10 | 14.1700 | 1.9956 | 종점 벽체 하단부 |

* 폭원 : 상부 = 10.900 m
시점 벽체 = 10.900 m 종점 벽체 = 10.900 m

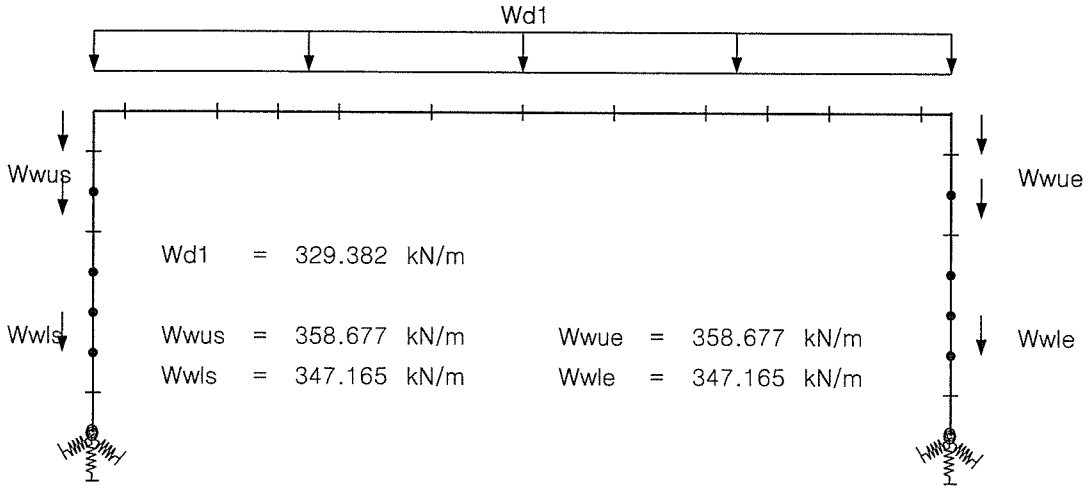
4) 지진해석을 위한 고정하중 산출

Wd1 = 329.382 kN/m
Wwus = 32.906 × 10.900 = 358.677 kN/m
Wwls = 31.850 × 10.900 = 347.165 kN/m
Wwue = 32.906 × 10.900 = 358.677 kN/m
Wwle = 31.850 × 10.900 = 347.165 kN/m

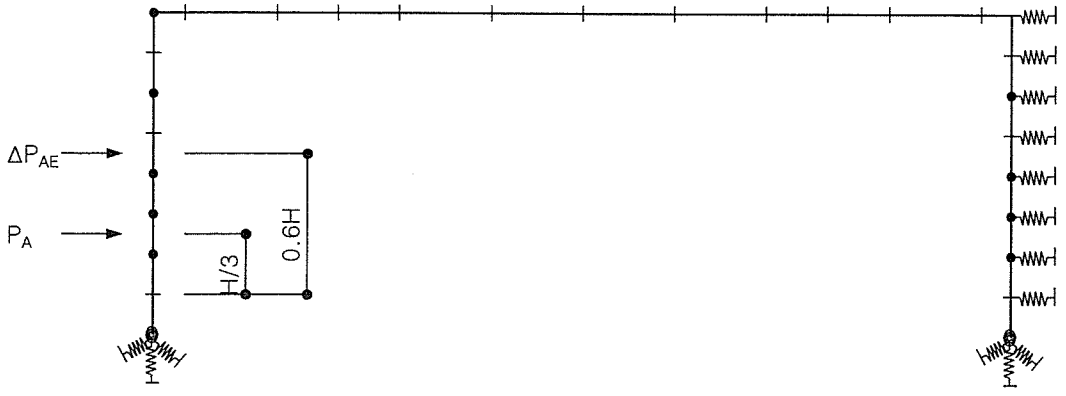
## 5 .3.2 하중재하

1) 교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시 하중재하

A. LOAD CASE 1 : 고정하중

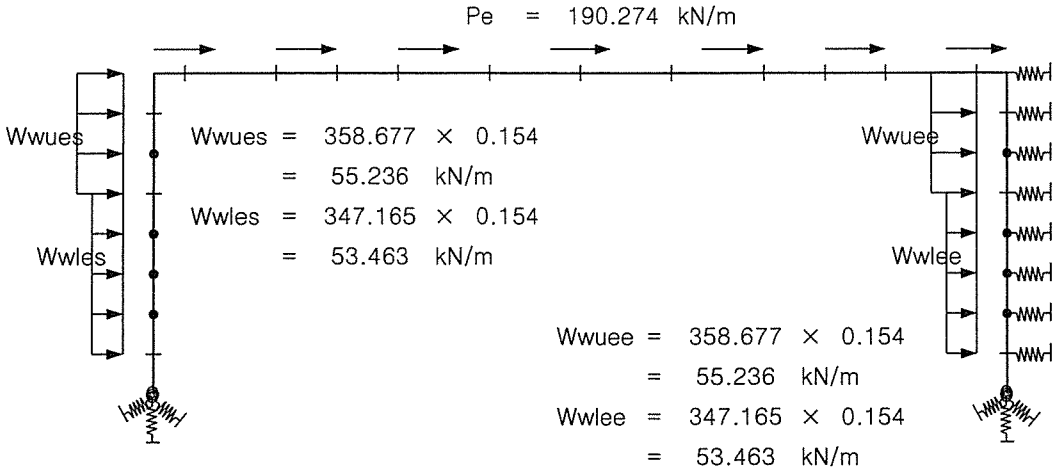



B. LOAD CASE 2 : 지진시 토압(편측재하)




ΔPAE = 1010.938 kN 0.6·H = 6.030 m
PA = 2983.403 kN H / 3 = 3.350 m

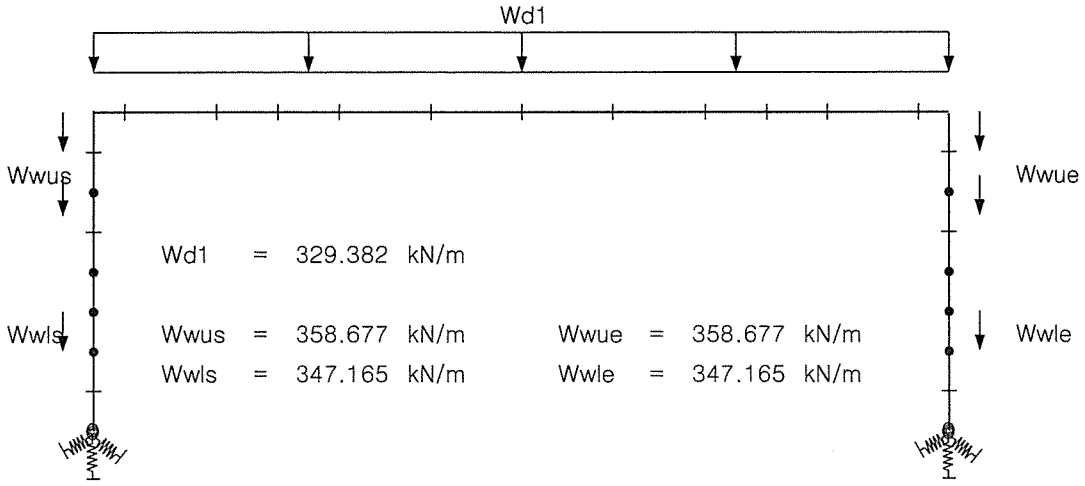
C. LOAD CASE 3 : 지진하중



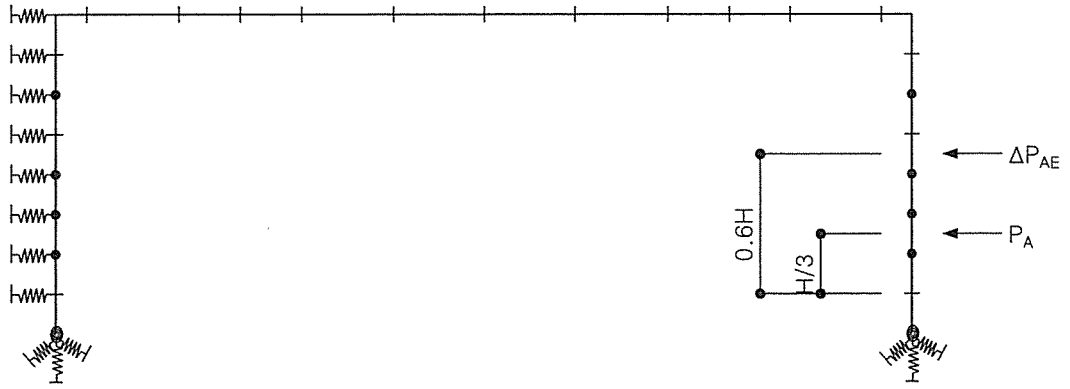

* 횡방향 강성이 대단히 크므로 종방향 지진력에 대해서만 고려.

2) 교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시 하중재하

A. LOAD CASE 1 : 고정하중



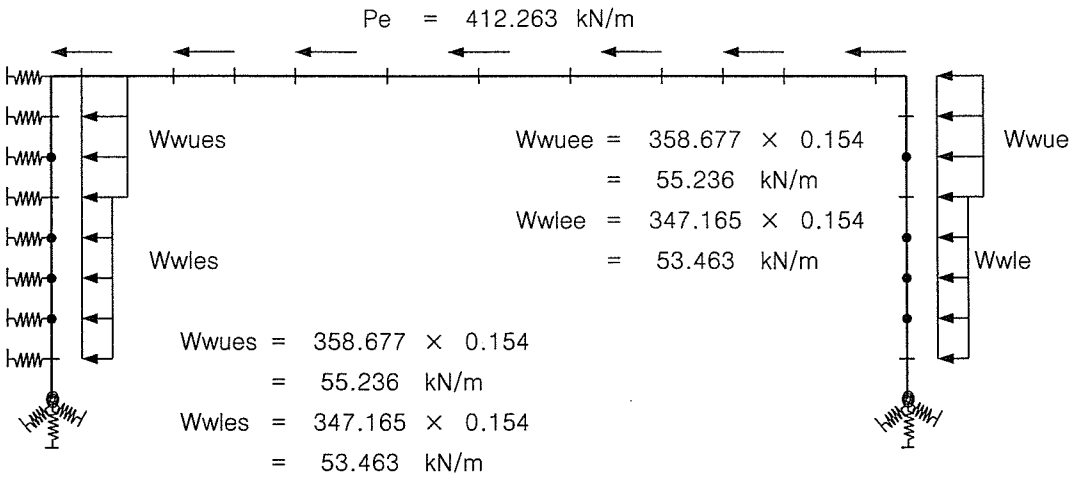

B. LOAD CASE 2 : 지진시 토압(편측재하)




$\Delta P_{AE}$ = 1010.938 kN 0.6·H = 6.030 m

$P_A$ = 2983.403 kN H / 3 = 3.350 m

D. LOAD CASE 3 : 지진하중




* 횡방향 강성이 대단히 크므로 종방향 지진력에 대해서만 고려.

# 6 . 부재력 집계

## 6 .1 부재력 집계

### 6 .1.1 상시단면력

#### 1) 내측거더 단면력

A. 합성전

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트(kN·m) | | 전단력(kN) | | 축력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 |
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | Max. | -211.83 | -156.91 | -53.84 | -39.88 | -586.39 | -434.36 |
| | | | | Min. | -211.83 | -156.91 | -53.84 | -39.88 | -586.39 | -434.36 |
| | 중앙 | 1 | 3 | Max. | 229.65 | 170.11 | -53.84 | -39.88 | -233.81 | -173.19 |
| | | | | Min. | 229.65 | 170.11 | -53.84 | -39.88 | -233.81 | -173.19 |
| | 상단 | 3 | 5 | Max. | 294.26 | 217.97 | -53.84 | -39.88 | -180.50 | -133.70 |
| | | | | Min. | 294.26 | 217.97 | -53.84 | -39.88 | -180.50 | -133.70 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 2 | 2 | Max. | 211.83 | 156.91 | 53.84 | 39.88 | -586.39 | -434.36 |
| | | | | Min. | 211.83 | 156.91 | 53.84 | 39.88 | -586.39 | -434.36 |
| | 중앙 | 2 | 4 | Max. | -229.65 | -170.11 | 53.84 | 39.88 | -233.81 | -173.19 |
| | | | | Min. | -229.65 | -170.11 | 53.84 | 39.88 | -233.81 | -173.19 |
| | 상단 | 4 | 6 | Max. | -294.26 | -217.97 | 53.84 | 39.88 | -180.50 | -133.70 |
| | | | | Min. | -294.26 | -217.97 | 53.84 | 39.88 | -180.50 | -133.70 |
| 슬래브 | 시점단부 | 7 | 7 | Max. | -329.26 | -243.89 | -151.62 | -112.31 | -53.84 | -39.88 |
| | | | | Min. | -329.26 | -243.89 | -151.62 | -112.31 | -53.84 | -39.88 |
| | 헌치시점 (start) | 8 | 9 | Max. | 70.23 | 52.02 | -147.28 | -109.10 | -53.84 | -39.88 |
| | | | | Min. | 70.23 | 52.02 | -147.28 | -109.10 | -53.84 | -39.88 |
| | 헌치시점 (end) | 12 | 12 | Max. | 70.23 | 52.02 | 147.28 | 109.10 | -53.84 | -39.88 |
| | | | | Min. | 70.23 | 52.02 | 147.28 | 109.10 | -53.84 | -39.88 |
| | 종점단부 | 13 | 14 | Max. | -329.26 | -243.89 | 150.53 | 112.31 | -53.84 | -39.88 |
| | | | | Min. | -329.26 | -243.89 | 150.53 | 112.31 | -53.84 | -39.88 |

B. 합성후

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트(kN·m) | | 전단력(kN) | | 축력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 |
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | Max. | 2164.35 | 1716.99 | 676.51 | 503.52 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | -1834.39 | -1271.73 | -178.93 | -97.83 | -906.33 | -645.08 |
| | 중앙 | 1 | 3 | Max. | 2100.17 | 1512.09 | -138.02 | -20.53 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | -127.21 | -220.42 | -649.07 | -449.68 | -906.33 | -645.08 |
| | 상단 | 3 | 5 | Max. | 2705.06 | 1958.80 | -160.44 | -39.21 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | 279.24 | -72.90 | -708.84 | -487.04 | -906.33 | -645.08 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 2 | 2 | Max. | 1834.39 | 1271.73 | 178.93 | 97.83 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | -2164.35 | -1716.99 | -676.51 | -503.52 | -906.33 | -645.08 |
| | 중앙 | 2 | 4 | Max. | 127.21 | 220.42 | 649.07 | 449.68 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | -2100.17 | -1512.09 | 138.02 | 20.53 | -906.33 | -645.08 |
| | 상단 | 4 | 6 | Max. | -279.24 | 72.90 | 708.84 | 487.04 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | -2705.06 | -1958.80 | 160.44 | 39.21 | -906.33 | -645.08 |
| 슬래브 | 시점단부 | 7 | 7 | Max. | -453.58 | 12.59 | -327.21 | 0.00 | -169.50 | -46.76 |
| | | | | Min. | -3115.51 | -2245.58 | -906.33 | -645.08 | -733.01 | -502.15 |
| | 헌치시점 (start) | 8 | 9 | Max. | 399.35 | 400.97 | -136.87 | -188.10 | -188.10 | -74.13 |
| | | | | Min. | -1380.47 | -986.91 | -611.48 | -694.69 | -694.69 | -474.78 |
| | 헌치시점 (end) | 12 | 12 | Max. | 399.35 | 400.97 | 611.48 | 441.59 | -188.10 | -74.13 |
| | | | | Min. | -1380.47 | -986.91 | 136.87 | 0.00 | -694.69 | -474.78 |
| | 종점단부 | 13 | 14 | Max. | -453.58 | 12.59 | 906.33 | 645.08 | -169.50 | -46.76 |
| | | | | Min. | -3115.51 | -2245.58 | 327.21 | 0.00 | -733.01 | -502.15 |

C. 단면력 조합 (합성전 + 합성후)

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트(kN·m) | | 전단력(kN) | | 축력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 |
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | Max. | 1952.52 | 1560.08 | 622.67 | 463.64 | -913.60 | -434.36 |
| | | | | Min. | -2046.22 | -1428.64 | -232.77 | -137.71 | -1492.72 | -1079.44 |
| | 중앙 | 1 | 3 | Max. | 2329.82 | 1682.20 | -191.86 | -60.41 | -561.02 | -173.19 |
| | | | | Min. | 102.44 | -50.31 | -702.91 | -489.56 | -1140.14 | -818.27 |
| | 상단 | 3 | 5 | Max. | 2705.06 | 1958.80 | -160.44 | -39.21 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | 279.24 | -72.90 | -708.84 | -487.04 | -906.33 | -645.08 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 2 | 2 | Max. | 2046.22 | 1428.64 | 232.77 | 137.71 | -913.60 | -434.36 |
| | | | | Min. | -1952.52 | -1560.08 | -622.67 | -463.64 | -1492.72 | -1079.44 |
| | 중앙 | 2 | 4 | Max. | -102.44 | 50.31 | 702.91 | 489.56 | -561.02 | -173.19 |
| | | | | Min. | -2329.82 | -1682.20 | 191.86 | 60.41 | -1140.14 | -818.27 |
| | 상단 | 4 | 6 | Max. | -279.24 | 72.90 | 708.84 | 487.04 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | -2705.06 | -1958.80 | 160.44 | 39.21 | -906.33 | -645.08 |
| 슬래브 | 시점단부 | 7 | 7 | Max. | -453.58 | 12.59 | -327.21 | 0.00 | -169.50 | -46.76 |
| | | | | Min. | -3115.51 | -2245.58 | -906.33 | -645.08 | -733.01 | -502.15 |
| | 헌치시점 (start) | 8 | 9 | Max. | 399.35 | 400.97 | -136.87 | -188.10 | -188.10 | -74.13 |
| | | | | Min. | -1380.47 | -986.91 | -611.48 | -694.69 | -694.69 | -474.78 |
| | 헌치시점 (end) | 12 | 12 | Max. | 399.35 | 400.97 | 611.48 | 441.59 | -188.10 | -74.13 |
| | | | | Min. | -1380.47 | -986.91 | 136.87 | 0.00 | -694.69 | -474.78 |
| | 종점단부 | 13 | 14 | Max. | -453.58 | 12.59 | 906.33 | 645.08 | -169.50 | -46.76 |
| | | | | Min. | -3115.51 | -2245.58 | 327.21 | 0.00 | -733.01 | -502.15 |

2) 외측거더 단면력

A. 합성전

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트(kN·m) | | 전단력(kN) | | 축력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 |
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | Max. | -211.83 | -156.91 | -53.84 | -39.88 | -586.39 | -434.36 |
| | | | | Min. | -211.83 | -156.91 | -53.84 | -39.88 | -586.39 | -434.36 |
| | 중앙 | 1 | 3 | Max. | 229.65 | 170.11 | -53.84 | -39.88 | -233.81 | -173.19 |
| | | | | Min. | 229.65 | 170.11 | -53.84 | -39.88 | -233.81 | -173.19 |
| | 상단 | 3 | 5 | Max. | 294.26 | 217.97 | -53.84 | -39.88 | -180.50 | -133.70 |
| | | | | Min. | 294.26 | 217.97 | -53.84 | -39.88 | -180.50 | -133.70 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 2 | 2 | Max. | 211.83 | 156.91 | 53.84 | 39.88 | -586.39 | -434.36 |
| | | | | Min. | 211.83 | 156.91 | 53.84 | 39.88 | -586.39 | -434.36 |
| | 중앙 | 2 | 4 | Max. | -229.65 | -170.11 | 53.84 | 39.88 | -233.81 | -173.19 |
| | | | | Min. | -229.65 | -170.11 | 53.84 | 39.88 | -233.81 | -173.19 |
| | 상단 | 4 | 6 | Max. | -294.26 | -217.97 | 53.84 | 39.88 | -180.50 | -133.70 |
| | | | | Min. | -294.26 | -217.97 | 53.84 | 39.88 | -180.50 | -133.70 |
| 슬래브 | 시점단부 | 7 | 7 | Max. | -329.26 | -243.89 | -151.62 | -112.31 | -53.84 | -39.88 |
| | | | | Min. | -329.26 | -243.89 | -151.62 | -112.31 | -53.84 | -39.88 |
| | 헌치시점 (start) | 8 | 9 | Max. | 70.23 | 52.02 | -147.28 | -109.10 | -53.84 | -39.88 |
| | | | | Min. | 70.23 | 52.02 | -147.28 | -109.10 | -53.84 | -39.88 |
| | 헌치시점 (end) | 12 | 12 | Max. | 70.23 | 52.02 | 147.28 | 109.10 | -53.84 | -39.88 |
| | | | | Min. | 70.23 | 52.02 | 147.28 | 109.10 | -53.84 | -39.88 |
| | 종점단부 | 13 | 14 | Max. | -329.26 | -243.89 | 150.53 | 112.31 | -53.84 | -39.88 |
| | | | | Min. | -329.26 | -243.89 | 150.53 | 112.31 | -53.84 | -39.88 |

B. 합성후

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트(kN·m) | | 전단력(kN) | | 축력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 |
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | Max. | 2314.01 | 1781.34 | 724.05 | 523.97 | -286.96 | 0.00 |
| | | | | Min. | -1646.64 | -1136.05 | -120.53 | -55.61 | -758.85 | -550.82 |
| | 중앙 | 1 | 3 | Max. | 1802.58 | 1296.99 | -90.48 | -0.09 | -286.96 | 0.00 |
| | | | | Min. | -222.75 | -323.63 | -590.67 | -407.47 | -758.85 | -550.82 |
| | 상단 | 3 | 5 | Max. | 2337.87 | 1693.39 | -112.90 | -18.76 | -286.96 | 0.00 |
| | | | | Min. | 161.01 | -200.64 | -650.44 | -444.82 | -758.85 | -550.82 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 2 | 2 | Max. | 1646.64 | 1136.05 | 120.53 | 55.61 | -286.96 | 0.00 |
| | | | | Min. | -2314.01 | -1781.34 | -724.05 | -523.97 | -758.85 | -550.82 |
| | 중앙 | 2 | 4 | Max. | 222.75 | 323.63 | 590.67 | 407.47 | -286.96 | 0.00 |
| | | | | Min. | -1802.58 | -1296.99 | 90.48 | 0.09 | -758.85 | -550.82 |
| | 상단 | 4 | 6 | Max. | -161.01 | 200.64 | 650.44 | 444.82 | -286.96 | 0.00 |
| | | | | Min. | -2337.87 | -1693.39 | 112.90 | 18.76 | -758.85 | -550.82 |
| 슬래브 | 시점단부 | 7 | 7 | Max. | -323.04 | 153.63 | -286.96 | 0.00 | -121.96 | -26.32 |
| | | | | Min. | -2710.51 | -1952.85 | -758.85 | -550.82 | -674.61 | -459.93 |
| | 헌치시점 (start) | 8 | 9 | Max. | 473.78 | 428.13 | -106.70 | -160.28 | -160.28 | -53.68 |
| | | | | Min. | -1253.98 | -895.59 | -509.78 | -636.29 | -636.29 | -432.56 |
| | 헌치시점 (end) | 12 | 12 | Max. | 473.78 | 428.13 | 509.78 | 368.15 | -160.28 | -53.68 |
| | | | | Min. | -1253.98 | -895.59 | 106.70 | 0.00 | -636.29 | -432.56 |
| | 종점단부 | 13 | 14 | Max. | -323.04 | 153.63 | 758.85 | 550.82 | -121.96 | -26.32 |
| | | | | Min. | -2710.51 | -1952.85 | 286.96 | 0.00 | -674.61 | -459.93 |

C. 단면력 조합 (합성전 + 합성후)

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트(kN·m) | | 전단력(kN) | | 축력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 |
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | Max. | 2102.18 | 1624.43 | 670.21 | 484.09 | -873.35 | -434.36 |
| | | | | Min. | -1858.47 | -1292.96 | -174.37 | -95.49 | -1345.24 | -985.18 |
| | 중앙 | 1 | 3 | Max. | 2032.23 | 1467.10 | -144.32 | -39.97 | -520.77 | -173.19 |
| | | | | Min. | 6.90 | -153.52 | -644.51 | -447.35 | -992.66 | -724.01 |
| | 상단 | 3 | 5 | Max. | 2337.87 | 1693.39 | -112.90 | -18.76 | -286.96 | 0.00 |
| | | | | Min. | 161.01 | -200.64 | -650.44 | -444.82 | -758.85 | -550.82 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 2 | 2 | Max. | 1858.47 | 1292.96 | 174.37 | 95.49 | -873.35 | -434.36 |
| | | | | Min. | -2102.18 | -1624.43 | -670.21 | -484.09 | -1345.24 | -985.18 |
| | 중앙 | 2 | 4 | Max. | -6.90 | 153.52 | 644.51 | 447.35 | -520.77 | -173.19 |
| | | | | Min. | -2032.23 | -1467.10 | 144.32 | 39.97 | -992.66 | -724.01 |
| | 상단 | 4 | 6 | Max. | -161.01 | 200.64 | 650.44 | 444.82 | -286.96 | 0.00 |
| | | | | Min. | -2337.87 | -1693.39 | 112.90 | 18.76 | -758.85 | -550.82 |
| 슬래브 | 시점단부 | 7 | 7 | Max. | -323.04 | 153.63 | -286.96 | 0.00 | -121.96 | -26.32 |
| | | | | Min. | -2710.51 | -1952.85 | -758.85 | -550.82 | -674.61 | -459.93 |
| | 헌치시점 (start) | 8 | 9 | Max. | 473.78 | 428.13 | -106.70 | -160.28 | -160.28 | -53.68 |
| | | | | Min. | -1253.98 | -895.59 | -509.78 | -636.29 | -636.29 | -432.56 |
| | 헌치시점 (end) | 12 | 12 | Max. | 473.78 | 428.13 | 509.78 | 368.15 | -160.28 | -53.68 |
| | | | | Min. | -1253.98 | -895.59 | 106.70 | 0.00 | -636.29 | -432.56 |
| | 종점단부 | 13 | 14 | Max. | -323.04 | 153.63 | 758.85 | 550.82 | -121.96 | -26.32 |
| | | | | Min. | -2710.51 | -1952.85 | 286.96 | 0.00 | -674.61 | -459.93 |

3) 합성전+합성후 최대단면력

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트(kN·m) | | 전단력(kN) | | 축력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 |
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | Max. | 2102.18 | 1624.43 | 670.21 | 484.09 | -913.60 | -434.36 |
| | | | | Min. | -2046.22 | -1428.64 | -232.77 | -137.71 | -1492.72 | -1079.44 |
| | 중앙 | 1 | 3 | Max. | 2329.82 | 1682.20 | -191.86 | -60.41 | -561.02 | -173.19 |
| | | | | Min. | 102.44 | -153.52 | -702.91 | -489.56 | -1140.14 | -818.27 |
| | 상단 | 3 | 5 | Max. | 2705.06 | 1958.80 | -160.44 | -39.21 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | 279.24 | -200.64 | -708.84 | -487.04 | -906.33 | -645.08 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 2 | 2 | Max. | 2046.22 | 1428.64 | 232.77 | 137.71 | -913.60 | -434.36 |
| | | | | Min. | -2102.18 | -1624.43 | -670.21 | -484.09 | -1492.72 | -1079.44 |
| | 중앙 | 2 | 4 | Max. | -102.44 | 153.52 | 702.91 | 489.56 | -561.02 | -173.19 |
| | | | | Min. | -2329.82 | -1682.20 | 191.86 | 60.41 | -1140.14 | -818.27 |
| | 상단 | 4 | 6 | Max. | -279.24 | 200.64 | 708.84 | 487.04 | -327.21 | 0.00 |
| | | | | Min. | -2705.06 | -1958.80 | 160.44 | 39.21 | -906.33 | -645.08 |
| 슬래브 | 시점단부 | 7 | 7 | Max. | -453.58 | 153.63 | -327.21 | 0.00 | -169.50 | -46.76 |
| | | | | Min. | -3115.51 | -2245.58 | -906.33 | -645.08 | -733.01 | -502.15 |
| | 헌치시점 (start) | 8 | 9 | Max. | 473.78 | 428.13 | -136.87 | -188.10 | -188.10 | -74.13 |
| | | | | Min. | -1380.47 | -986.91 | -611.48 | -694.69 | -694.69 | -474.78 |
| | 헌치시점 (end) | 12 | 12 | Max. | 473.78 | 428.13 | 611.48 | 441.59 | -188.10 | -74.13 |
| | | | | Min. | -1380.47 | -986.91 | 136.87 | 0.00 | -694.69 | -474.78 |
| | 종점단부 | 13 | 14 | Max. | -453.58 | 153.63 | 906.33 | 645.08 | -169.50 | -46.76 |
| | | | | Min. | -3115.51 | -2245.58 | 327.21 | 0.00 | -733.01 | -502.15 |

## 6 .1.2 지진시 단면력(교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시)

### 1) 전폭에 대한 지진시 단면력(→)

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트 (kN·m) | 전단력 (kN) | 축력 (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | | 1470.39 | 1864.14 | -6706.55 |
| | 중앙 | 4 | 5 | | 4645.35 | -2568.60 | -3859.80 |
| | 상단 | 5 | 6 | | 7767.44 | -2634.88 | -3429.39 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 7 | 7 | | 3544.51 | 1014.87 | -7345.05 |
| | 중앙 | 10 | 11 | | -8671.09 | 3614.59 | -4498.29 |
| | 상단 | 11 | 12 | | -13335.30 | 4812.78 | -4067.88 |
| 슬래브 | 시점단부 | 13 | 13 | | -9491.78 | -3196.25 | -2670.79 |
| | 헌치시점 (start) | 14 | 15 | | -2124.92 | -2315.81 | -3141.84 |
| | 헌치시점 (end) | 18 | 18 | | -7232.88 | 2954.30 | -5961.49 |
| | 종점단부 | 19 | 20 | | -16306.44 | 3834.74 | -6432.55 |

### 2) 단위폭에 대한 지진시 단면력(→)

* 교폭 : 상부 = 10.900 m
시점벽체= 10.900 m
종점벽체= 10.900 m

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트 (kN·m) | 전단력 (kN) | 축력 (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | | 134.90 | 171.02 | -615.28 |
| | 중앙 | 4 | 5 | | 426.18 | -235.65 | -354.11 |
| | 상단 | 5 | 6 | | 712.61 | -241.73 | -314.62 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 7 | 7 | | 325.18 | 93.11 | -673.86 |
| | 중앙 | 10 | 11 | | -795.51 | 331.61 | -412.69 |
| | 상단 | 11 | 12 | | -1223.42 | 441.54 | -373.20 |
| 슬래브 | 시점단부 | 13 | 13 | | -870.81 | -293.23 | -245.03 |
| | 헌치시점 (start) | 14 | 15 | | -194.95 | -212.46 | -288.24 |
| | 헌치시점 (end) | 18 | 18 | | -663.57 | 271.04 | -546.93 |
| | 종점단부 | 19 | 20 | | -1496.00 | 351.81 | -590.14 |

## 6 .1.3 지진시 단면력(교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시)

### 1) 전폭에 대한 지진시 단면력(←)

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트 (kN·m) | 전단력 (kN) | 축력 (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | | -5808.21 | -1325.86 | -7668.24 |
| | 중앙 | 4 | 5 | | 10163.46 | -5340.50 | -4821.49 |
| | 상단 | 5 | 6 | | 16560.96 | -7233.05 | -4391.08 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 7 | 7 | | -3280.20 | -2346.71 | -6383.36 |
| | 중앙 | 10 | 11 | | -2498.06 | 2086.03 | -3536.60 |
| | 상단 | 11 | 12 | | -5041.07 | 2152.31 | -3106.19 |
| 슬래브 | 시점단부 | 13 | 13 | | -20165.32 | -4157.94 | -9826.05 |
| | 헌치시점 (start) | 14 | 15 | | -10227.86 | -3277.50 | -8869.62 |
| | 헌치시점 (end) | 18 | 18 | | 51.22 | 1992.61 | -3144.64 |
| | 종점단부 | 19 | 20 | | -6451.74 | 2873.05 | -2188.22 |

### 2) 단위폭에 대한 지진시 단면력(←)

* 교폭 : 상부 = 10.900 m
시점벽체= 10.900 m
종점벽체= 10.900 m

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트 (kN·m) | 전단력 (kN) | 축력 (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | | -532.86 | -121.64 | -703.51 |
| | 중앙 | 4 | 5 | | 932.43 | -489.95 | -442.34 |
| | 상단 | 5 | 6 | | 1519.35 | -663.58 | -402.85 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 7 | 7 | | -300.94 | -215.29 | -585.63 |
| | 중앙 | 10 | 11 | | -229.18 | 191.38 | -324.46 |
| | 상단 | 11 | 12 | | -462.48 | 197.46 | -284.97 |
| 슬래브 | 시점단부 | 13 | 13 | | -1850.03 | -381.46 | -901.47 |
| | 헌치시점 (start) | 14 | 15 | | -938.34 | -300.69 | -813.73 |
| | 헌치시점 (end) | 18 | 18 | | 4.70 | 182.81 | -288.50 |
| | 종점단부 | 19 | 20 | | -591.90 | 263.58 | -200.75 |

## 6 .1.4 지진시 적용단면력

(단위폭)

| 구분 | 위치 | 부재 번호 | 절점 번호 | 값 | 휨모멘트 (kN·m) | 전단력 (kN) | 축력 (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 벽 체 (시점부) | 하단 | 1 | 1 | | -532.86 | 171.02 | -703.51 |
| | 중앙 | 4 | 5 | | 932.43 | -489.95 | -442.34 |
| | 상단 | 5 | 6 | | 1519.35 | -663.58 | -402.85 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | 7 | 7 | | 325.18 | -215.29 | -673.86 |
| | 중앙 | 10 | 11 | | -795.51 | 331.61 | -412.69 |
| | 상단 | 11 | 12 | | -1223.42 | 441.54 | -373.20 |
| 슬래브 | 시점단부 | 13 | 13 | | -1850.03 | -381.46 | -901.47 |
| | 헌치시점 (start) | 14 | 15 | | -938.34 | -300.69 | -813.73 |
| | 헌치시점 (end) | 18 | 18 | | -663.57 | 271.04 | -546.93 |
| | 종점단부 | 19 | 20 | | -1496.00 | 351.81 | -590.14 |

## 6 .1.5 적용단면력

| 구분 | 위치 | 값 | 휨모멘트(kN·m) | | 전단력(kN) | | 축력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 | 극한하중 | 사용하중 |
| 벽 체 (시점부) | 하단 | Max. | 2102.18 | 1624.43 | 670.21 | 484.09 | -913.60 | -434.36 |
| | | Min. | -2046.22 | -1428.64 | -232.77 | -137.71 | -1492.72 | -1079.44 |
| | 중앙 | Max. | 2329.82 | 1682.20 | -191.86 | -60.41 | -561.02 | -173.19 |
| | | Min. | 102.44 | -153.52 | -702.91 | -489.56 | -1140.14 | -818.27 |
| | 상단 | Max. | 2705.06 | 1958.80 | -160.44 | -39.21 | -327.21 | 0.00 |
| | | Min. | 279.24 | -200.64 | -708.84 | -487.04 | -906.33 | -645.08 |
| 벽 체 (종점부) | 하단 | Max. | 2046.22 | 1428.64 | 232.77 | 137.71 | -913.60 | -434.36 |
| | | Min. | -2102.18 | -1624.43 | -670.21 | -484.09 | -1492.72 | -1079.44 |
| | 중앙 | Max. | -102.44 | 153.52 | 702.91 | 489.56 | -561.02 | -173.19 |
| | | Min. | -2329.82 | -1682.20 | 191.86 | 60.41 | -1140.14 | -818.27 |
| | 상단 | Max. | -279.24 | 200.64 | 708.84 | 487.04 | -327.21 | 0.00 |
| | | Min. | -2705.06 | -1958.80 | 160.44 | 39.21 | -906.33 | -645.08 |
| 슬래브 | 시점단부 | Max. | -453.58 | 153.63 | -327.21 | 0.00 | -169.50 | -46.76 |
| | | Min. | -3115.51 | -2245.58 | -906.33 | -645.08 | -901.47 | -502.15 |
| | 헌치시점(start) | Max. | 473.78 | 428.13 | -136.87 | -188.10 | -188.10 | -74.13 |
| | | Min. | -1380.47 | -986.91 | -611.48 | -694.69 | -813.73 | -474.78 |
| | 헌치시점(end) | Max. | 473.78 | 428.13 | 611.48 | 441.59 | -188.10 | -74.13 |
| | | Min. | -1380.47 | -986.91 | 136.87 | 0.00 | -694.69 | -474.78 |
| | 종점단부 | Max. | -453.58 | 153.63 | 906.33 | 645.08 | -169.50 | -46.76 |
| | | Min. | -3115.51 | -2245.58 | 327.21 | 0.00 | -733.01 | -502.15 |

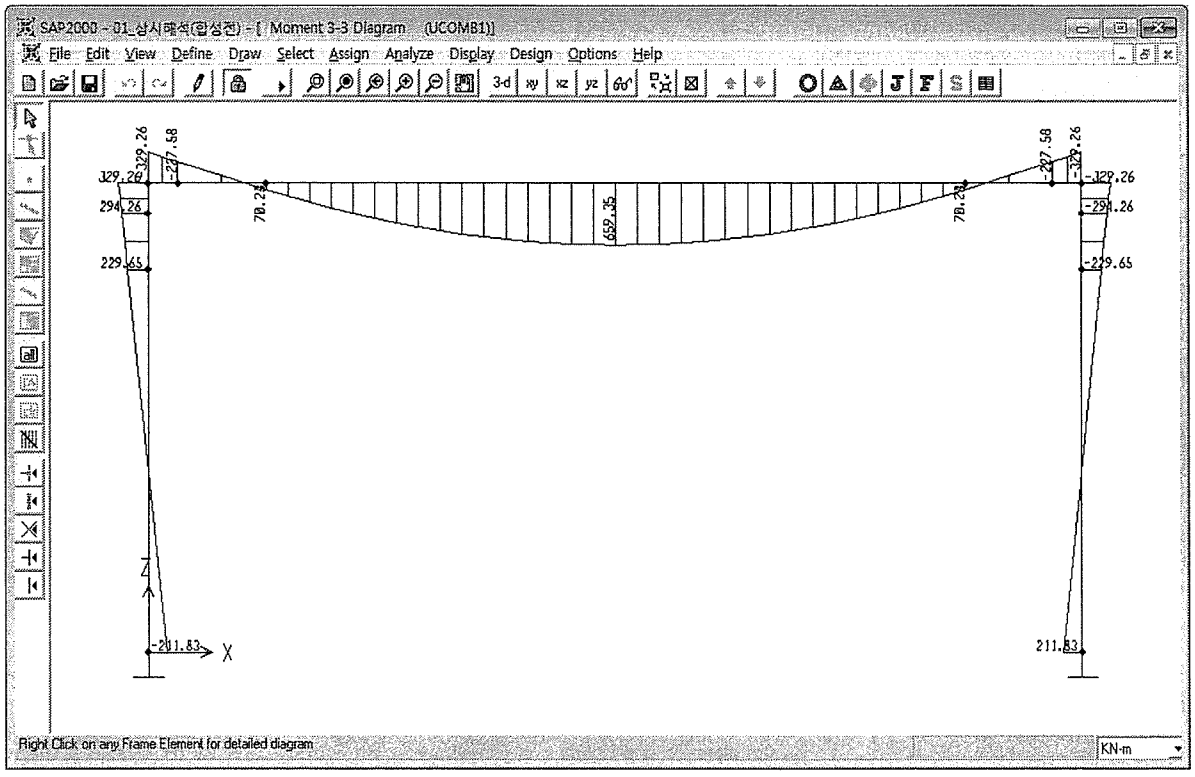
※ 극한하중 : Max(상시 단면력, 지진시 단위폭당 단면력)
사용하중 : 상시 단면력

## 6 .2 부재력도

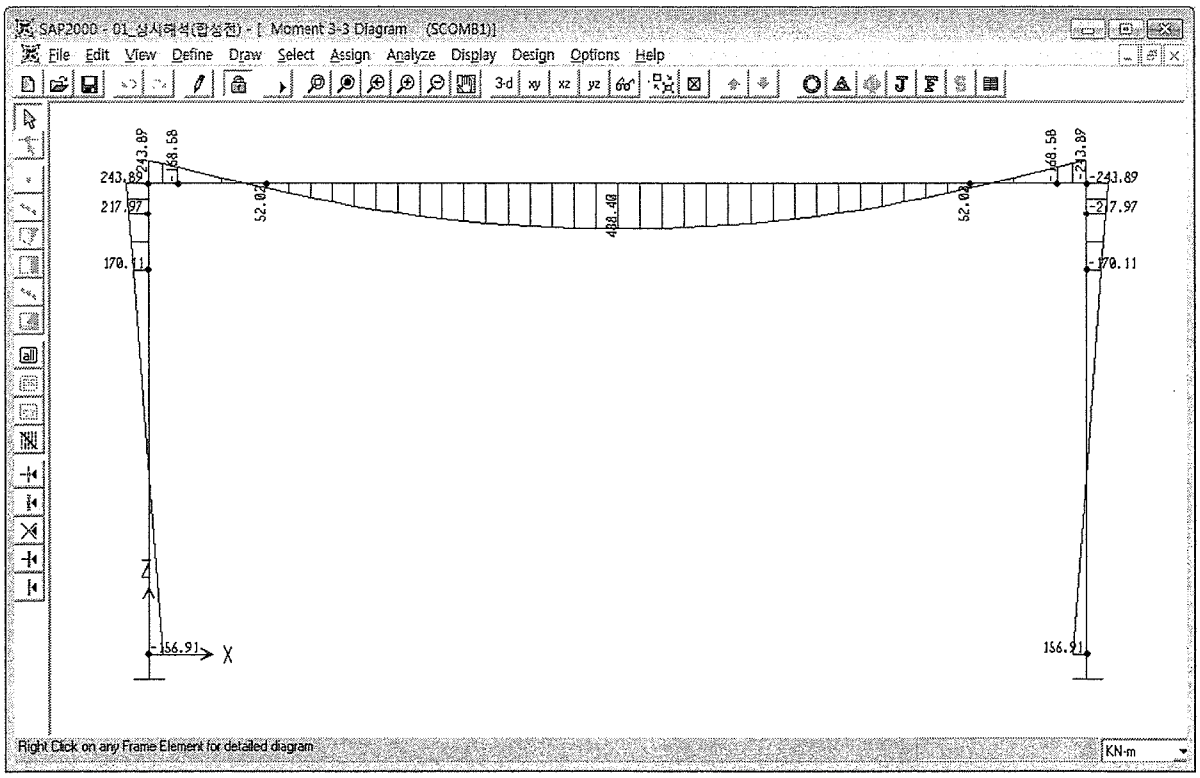
### 6 .2.1 상시단면력

A. 합성전

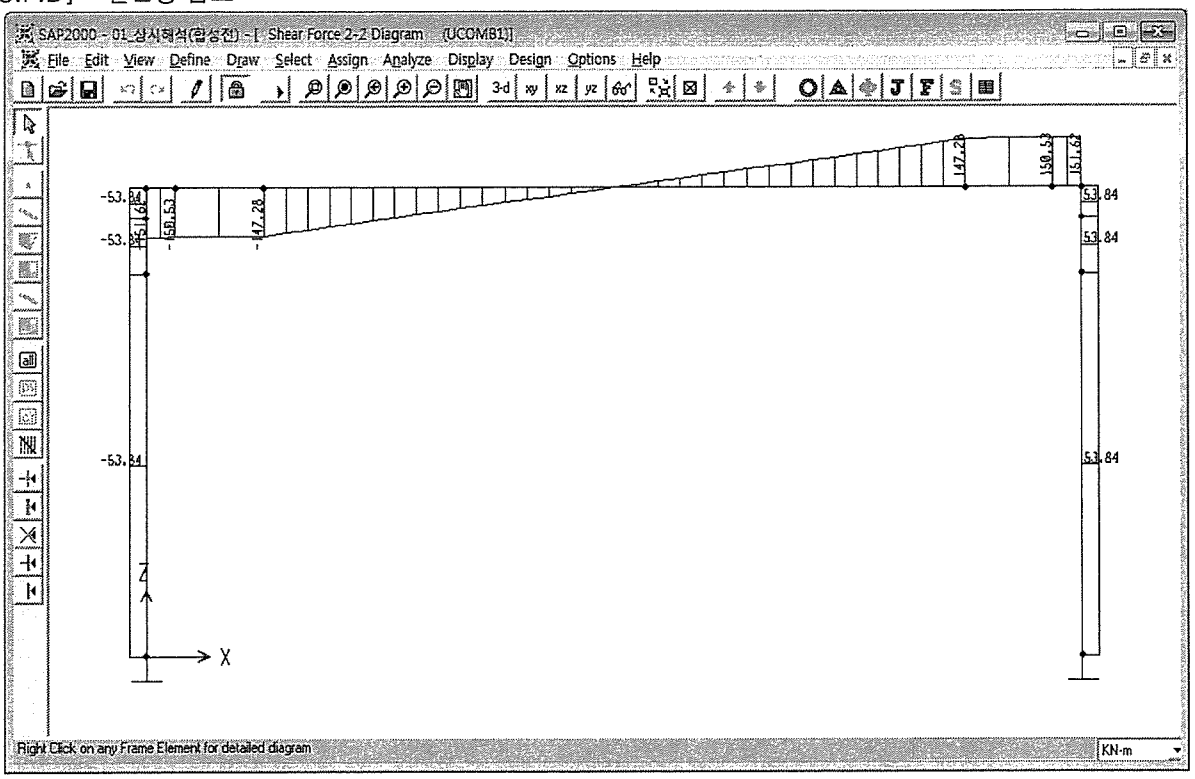
[B.M.D] – 철근량 검토



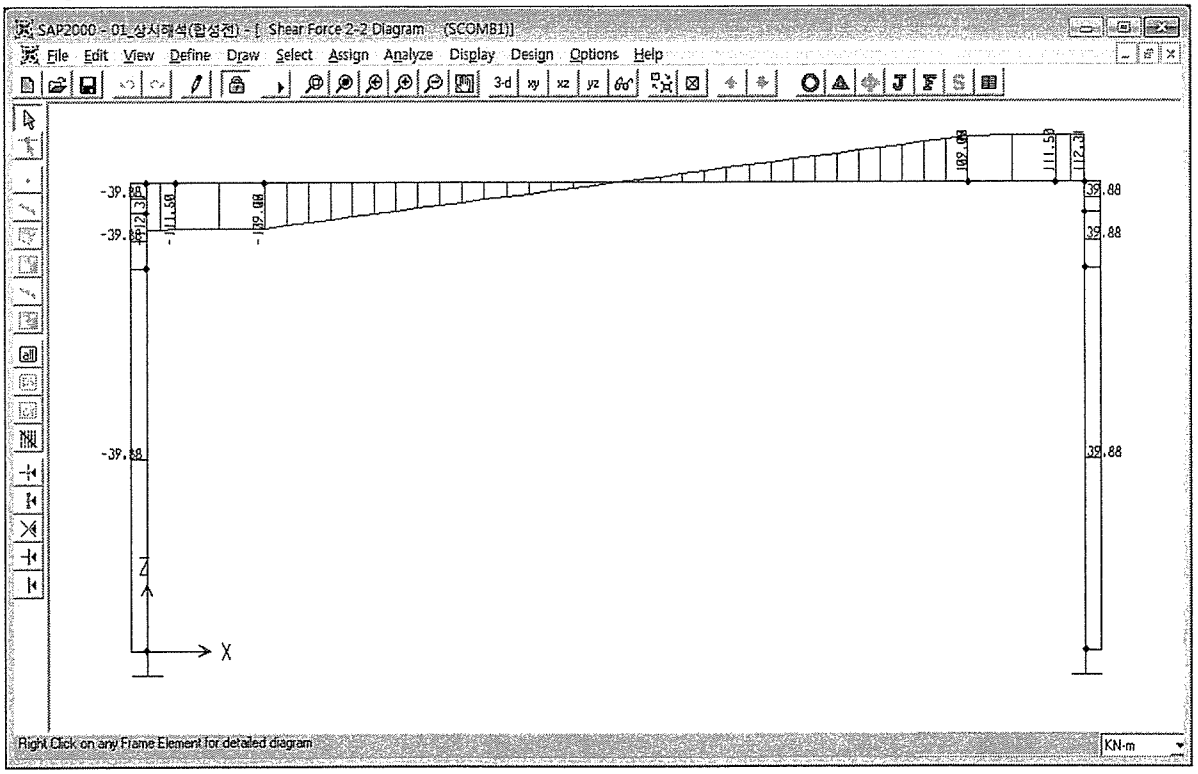

[B.M.D] – 사용성 검토



[S.F.D] – 철근량 검토

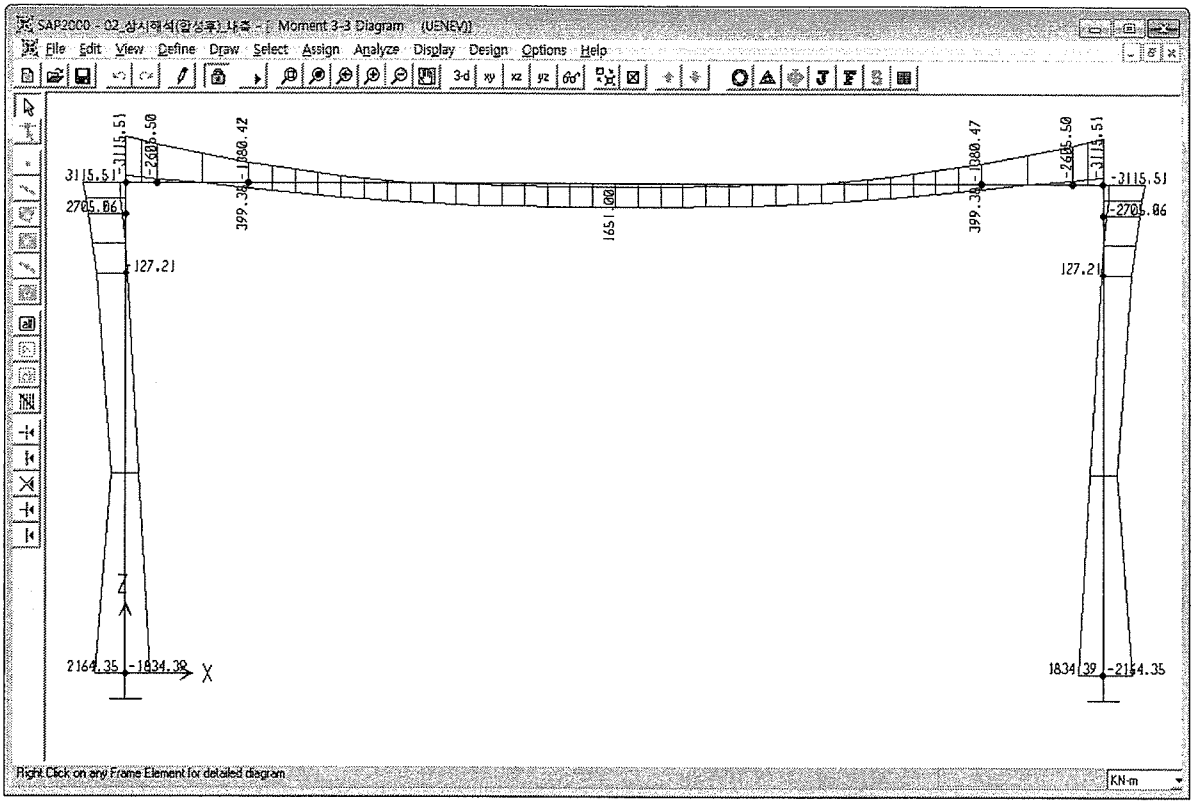



[S.F.D] – 사용성 검토

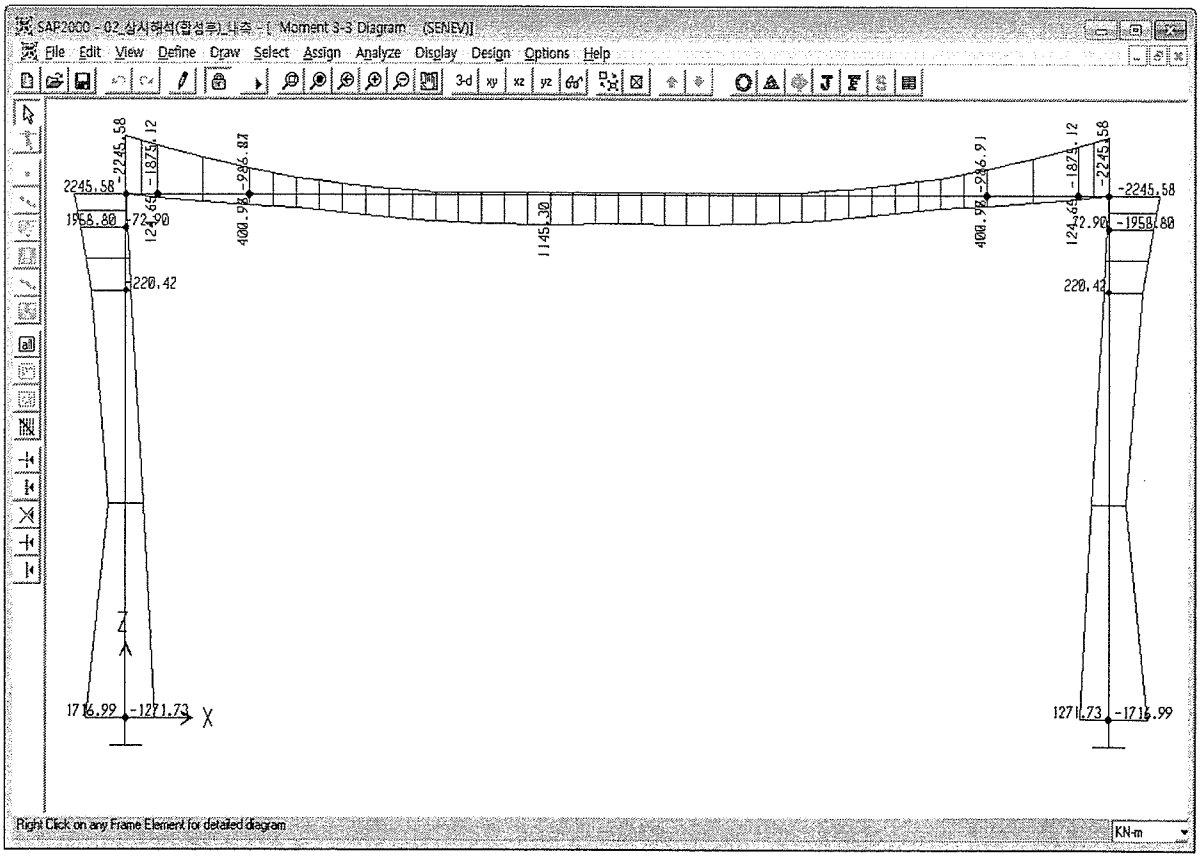


B. 합성후

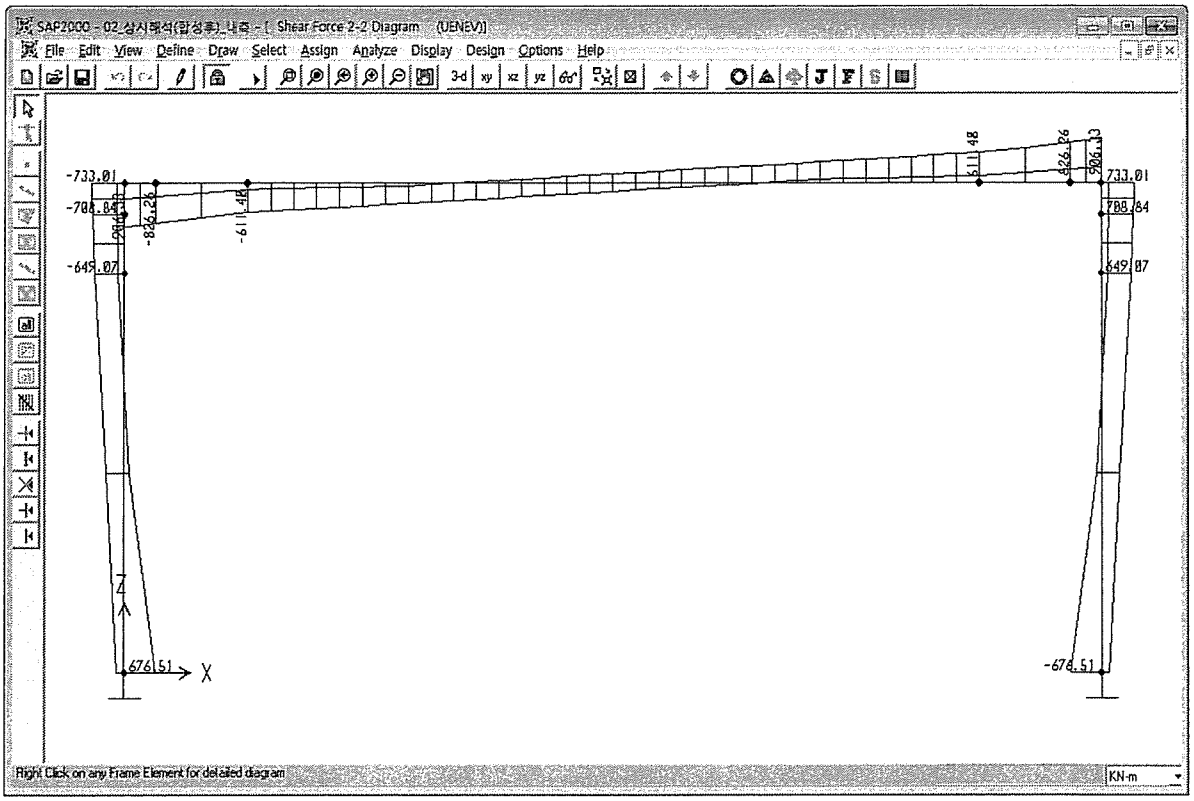
[B.M.D] – 극한하중 검토



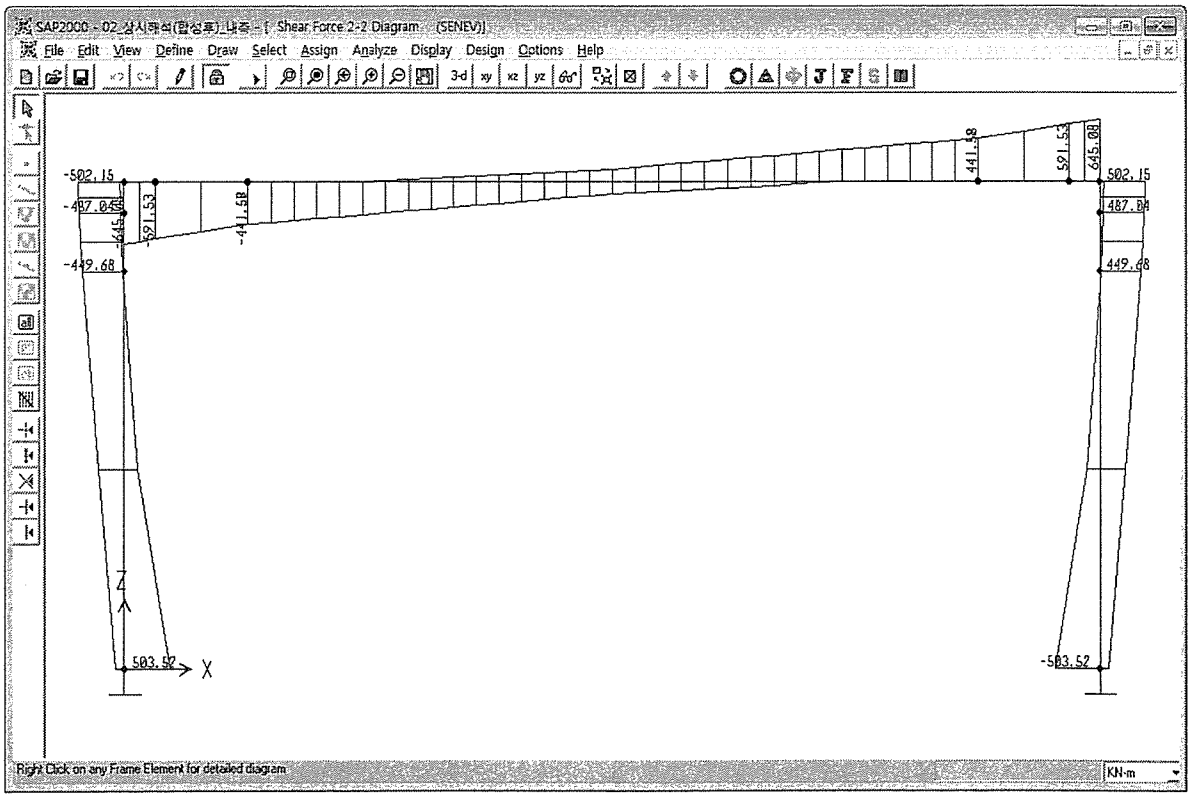

[B.M.D] – 사용하중 검토



[S.F.D] – 극한하중 검토



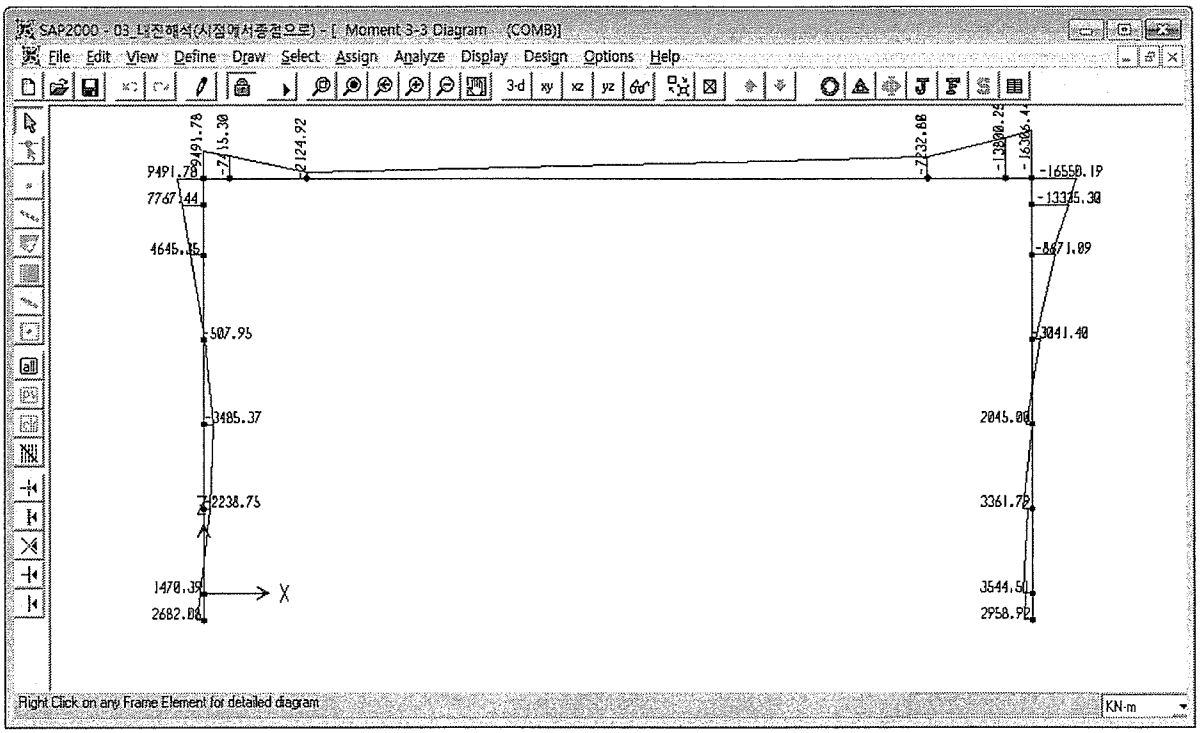

[S.F.D] – 사용하중 검토



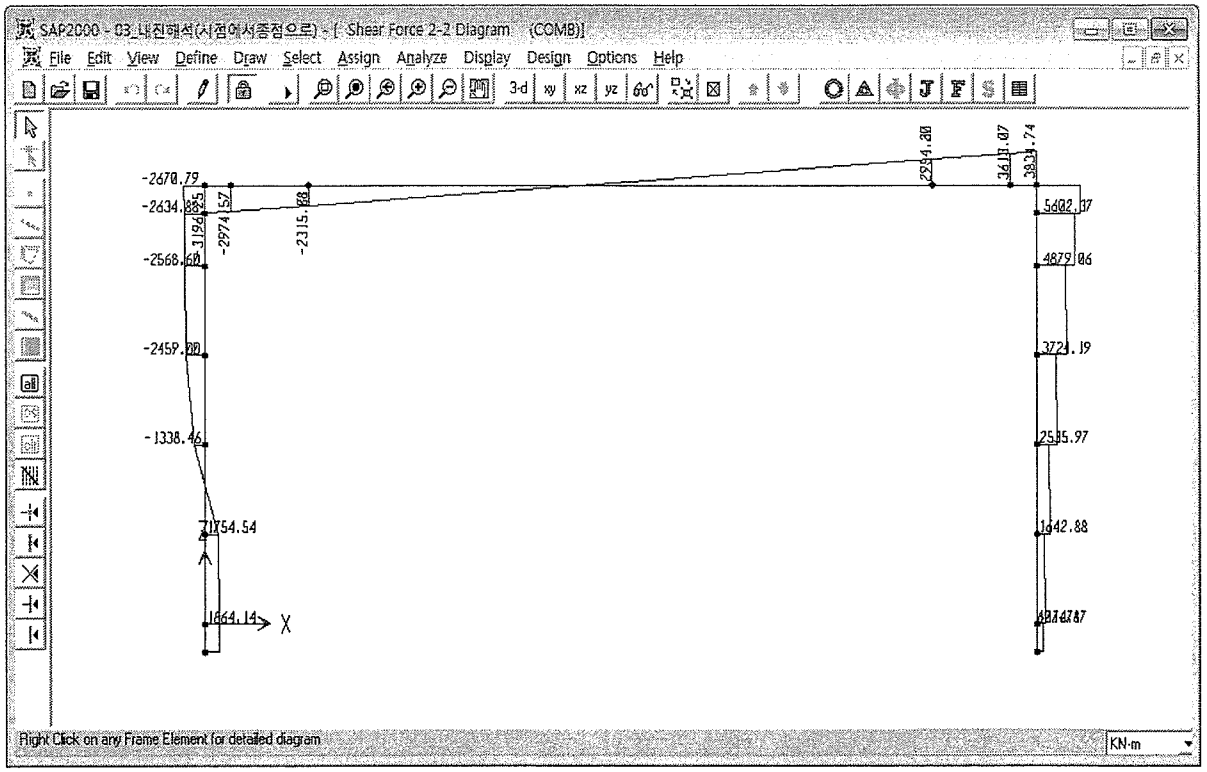
## 6 .2.2 지진시단면력

A. 교량 시점에서 종점방향(→)으로 작용시

[B.M.D]

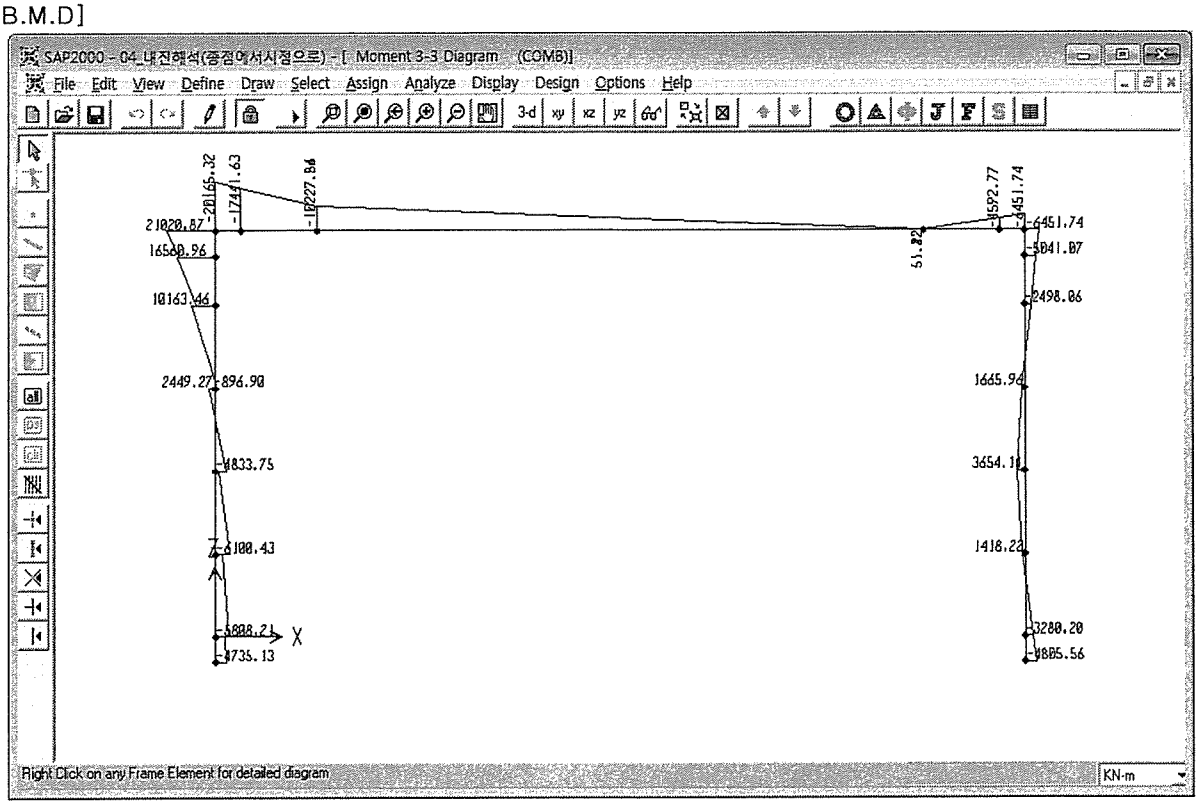



[S.F.D]

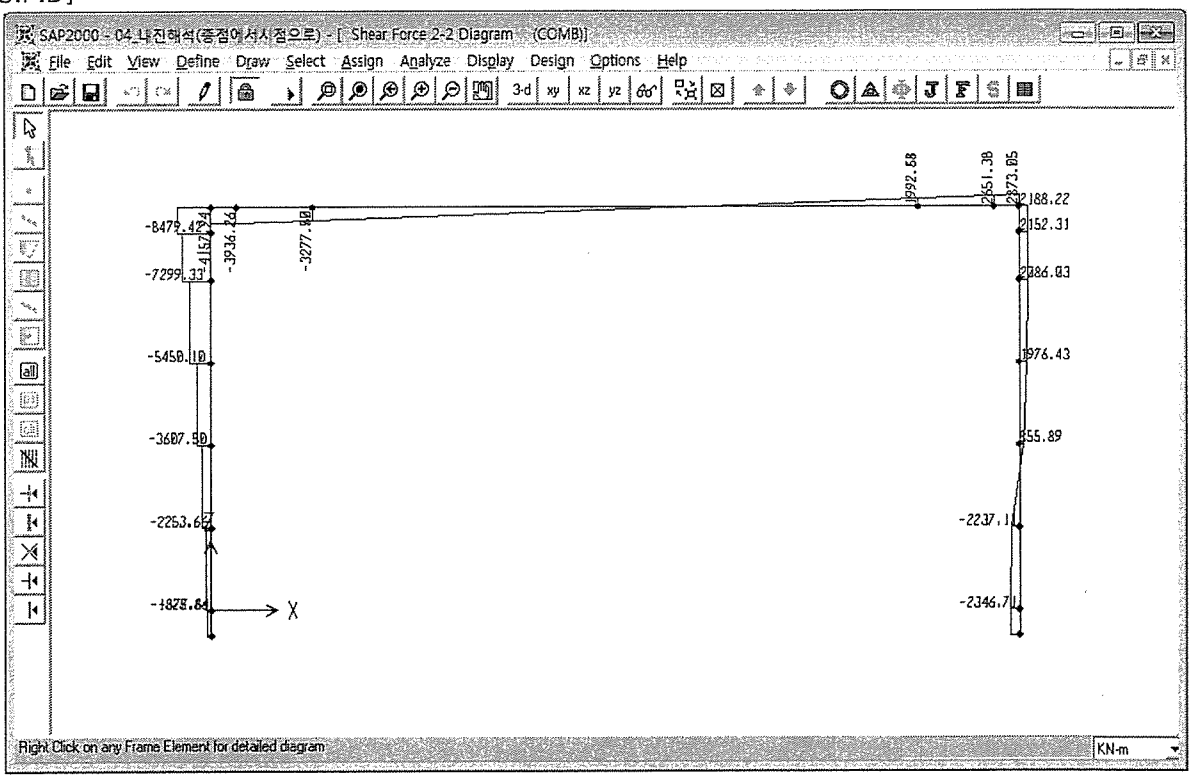


B. 교량 종점에서 시점방향(←)으로 작용시

[B.M.D]




[S.F.D]



# 7 . 단면검토

## 7 .1 강재의 환산

### 7.1.1 재료 및 단면특성

#### 1) 재료특성

- 강재의 항복강도 : fsy = 355 MPa ( SM 520 )
- 철근의 항복강도 : fry = 400 MPa

#### 2) 단면특성

- 주형수 : Npf = 5 EA
- 교폭 : Bt = 10.900 m

### 7.1.2 강재의 환산

#### 1) 슬래브 강재의 환산

- 플랜지 강재면적

  Asf = 500 × 20 + 0 × 0

  = 10,000 mm² ( 단면도심에서 연단까지 거리 = 170 mm )

- 상부 플랜지 강재량을 단위m로 환산한 환산 단면적

  Asfc = 10,000 × 5 EA / 10.900 × ( 355 / 400 ) = 4,071 mm²/m

#### 2) 벽체상단 강재의 환산

- 플랜지 강재면적

  Asf = 500 × 20 + 0 × 0

  = 10,000 mm² ( 단면도심에서 연단까지 거리 = 310 mm )

- 상부 플랜지 강재량을 단위m로 환산한 환산 단면적

  Asfc = 10,000 × 5 EA / 10.900 × ( 355 / 400 ) = 4,071 mm²/m

## 7 .2 단면검토

### 1) 슬래브 상단

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 3115.51 | kN-m | Vu | 906.33 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1700 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 1574.9 | mm | dc | 125.1 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.80

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H25 | 125 | 1 | 4053.60 | O.K | |
| 강 재 환 산 단 면 적 | | | | 4071.10 | | |
| TOTAL | | | | 8124.70 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 127.446 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02888 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.90 x 8124.701 x 400 x ( 1574.9 - 127.446 / 2 ) / 1000000

= 4420.03 kN -m > Mu = 3115.51 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 5644.79 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (5,644.79 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 83.627 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.005

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1574.9 = 5512.15 $mm^2$

As2 = = 4/3 x 5644.79 = 7526.39 $mm^2$

Asreq = 5644.79 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.80 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1574.9 / 1000

= 1150.14 kN > Vu = 906.33 kN

1/2Φv Vc= 575.07 kN < Vu = 906.33 kN

∴ 최소전단철근이 필요함.

** 전단철근 계산

Vs = (Vu - Φv Vc) / Φv

= ( 906.33 - 1150.14 ) / 0.8

= -304.768 kN

전단철근 간격 s = 150 mm ≤ 0.5d = 787.45 혹은 600 mm ∴ O.K

Av = (Vu - Φv Vc)s / (Φv x fy x d)

= ( 906.33 - 1150.14 ) x 150 x 1000 / ( 0.8 x 400 x 1574.9 )

= -72.568 $mm^2$

Avmin = (0.35 b s)/ fy

= ( 0.35 x 1000 x 150 ) / 400

= 131.25 $mm^2$

Avreq = 131.25 $mm^2$

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 |
|---|---|---|---|---|---|
| mm | H16 | 150 | 2 | 397.20 | O.K |

④ 사용성 검토

Mo = 2245.58 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00516

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.235

j = 0.922

x = k x d = 370.1 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 2245.58 x 1000000 / ( 1000 x 370.1 x ( 1574.9 - 370.1 / 3 ))

= 8.360 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 2245.58 x 1000000 / ( 8124.701 x ( 1574.9 - 370.1 / 3 ))

= 190.412 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 190.412 x ( 1700 - 80 - 370.1 ) / ( 1574.9 - 370.1 )

= 197.54 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst)] = 229.9 mm

여기서 Cc = 80 - 12.5 = 67.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 229.9 mm ∴ O.K

2) 벽체 상단

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 2705.06 | kN-m | Vu | 708.84 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1433 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 1228.10 | mm | dc | 205.23 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.80

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H25 | 125 | 1 | 4053.60 | O.K | |
| 강 재 환 산 단 면 적 | | | | 4071.10 | | |
| TOTAL | | | | 8124.70 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 127.446 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02324 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.90 x 8124.70 x 400 x ( 1228.10 - 127.446 / 2 ) / 1000000

= 3405.69 kN -m > Mu = 2705.06 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 6362.33 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (6,362.33 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 94.257 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.007

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1228.10 = 4298.36 $mm^2$

As2 = = 4/3 x 6362.33 = 8483.11 $mm^2$

Asreq = 6362.33 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE0I므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1228.10 / 1000$

$= 896.88\ kN > Vu = 708.84\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

$Mo = 1958.80\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00662$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.262$

$j = 0.913$

$x = k \times d = 321.76\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 1958.8 \times 1000000 / ( 1000 \times 321.76 \times ( 1228.10 - 321.76 / 3 ))$

$= 10.863\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d - x/3))$

$= 1958.8 \times 1000000 / ( 8124.701 \times ( 1228.10 - 321.76 / 3 ))$

$= 193.587\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x)/(d - x)$

$= 193.587 \times ( 1433.33 - 100 - 321.76 ) / ( 1228.10 - 321.76 )$

$= 216.064\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ ,\ 300\ (210/fst)] = 145.73\ mm$

여기서 $Cc = 100 - 12.5 = 87.5\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 145.73 mm ∴ O.K

3) 벽체 연결부

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 2329.82 | kN-m | Vu | 702.91 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1300 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 1180.4 | mm | dc | 119.6 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.80

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H32 | 125 | 1 | 6353.60 | O.K | |
| mm | H22 | 250 | 1 | 1548.40 | | |
| TOTAL | | | | 7902.00 mm$^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 123.953 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02128 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.9 x 7902 x 400 x ( 1180.4 - 123.953 / 2 ) / 1000000

= 3181.60 kN -m > Mu = 2329.82 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 5685.28 mm$^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (5,685.28 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 84.226 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.007

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1180.4 = 4131.40 mm$^2$

As2 = = 4/3 x 5685.28 = 7580.37 mm$^2$

Asreq = 5685.28 mm$^2$

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1180.4 / 1000$

$= 862.04\ kN > Vu = 702.91\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

$Mo = 1682.20\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00669$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.263$

$j = 0.912$

$x = k \times d = 310.45\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 1682.2 \times 1000000 / ( 1000 \times 310.45 \times ( 1180.4 - 310.45 / 3 ))$

$= 10.063\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d - x/3))$

$= 1682.2 \times 1000000 / ( 7902 \times ( 1180.4 - 310.45 / 3 ))$

$= 197.678\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x\ )/(d - x)$

$= 197.678 \times ( 1300 - 100 - 310.45\ ) / ( 1180.4 - 310.45\ )$

$= 202.132\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ , 300\ (210/fst) = 179.6\ mm$

여기서 $Cc = 100 - 16 = 84\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 179.6 mm ∴ O.K

4) 벽체 외측 - 시점부

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 2102.18 | kN-m | Vu | 670.21 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1300 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 1200 | mm | dc | 100 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.80

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H32 | 125 | 1 | 6353.60 | O.K | |
| TOTAL | | | | 6353.60 mm$^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 99.664 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02720 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.9 x 6353.6 x 400 x ( 1200 - 99.664 / 2 ) / 1000000

= 2630.77 kN -m > Mu = 2102.18 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 5021.66 mm$^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (5,021.66 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 74.395 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.005

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1200 = 4200.00 mm$^2$

As2 = = 4/3 x 5021.66 = 6695.55 mm$^2$

Asreq = 5021.66 mm$^2$

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1200 / 1000$

$= 876.36\ kN > Vu = 670.21\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

$Mo = 1624.43\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00529$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.238$

$j = 0.921$

$x = k \times d = 285.6\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 1624.43 \times 1000000 / ( 1000 \times 285.6 \times ( 1200 - 285.6 / 3 ))$

$= 10.296\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d - x/3))$

$= 1624.43 \times 1000000 / ( 6353.6 \times ( 1200 - 285.6 / 3 ))$

$= 231.418\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x)/(d - x)$

$= 231.418 \times ( 1300 - 100 - 285.6 ) / ( 1200 - 285.6 )$

$= 231.418\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ ,\ 300\ (210/fst)] = 130.29\ mm$

여기서 $Cc = 100 - 16 = 84\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 130.29 mm ∴ O.K

5) 벽체 내측 - 시점부

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 2046.22 | kN-m | Vu | 670.21 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1300 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 1176.85 | mm | dc | 123.15 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.80

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H29 | 125 | 1 | 5139.20 | O.K | |
| mm | H22 | 250 | 2 | 1548.40 | | |
| TOTAL | | | | 6687.60 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 104.904 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02569 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.9 x 6687.6 x 400 x ( 1176.85 - 104.904 / 2 ) / 1000000

= 2707.03 kN -m > Mu = 2046.22 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 4986.12 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (4,986.12 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 73.868 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.006

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1176.85 = 4118.98 $mm^2$

As2 = = 4/3 x 4986.12 = 6648.16 $mm^2$

Asreq = 4986.12 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1176.85 / 1000$

$= 859.45\ kN > Vu = 670.21\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

$Mo = 1428.64\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00568$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.245$

$j = 0.918$

$x = k \times d = 288.33\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 1428.64 \times 1000000 / (1000 \times 288.33 \times (1176.85 - 288.33 / 3))$

$= 9.169\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d - x/3))$

$= 1428.64 \times 1000000 / (6687.6 \times (1176.85 - 288.33 / 3))$

$= 197.666\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x)/(d - x)$

$= 197.666 \times (1300 - 100 - 288.33) / (1176.85 - 288.33)$

$= 202.816\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ ,\ 300\ (210/fst)] = 174.53\ mm$

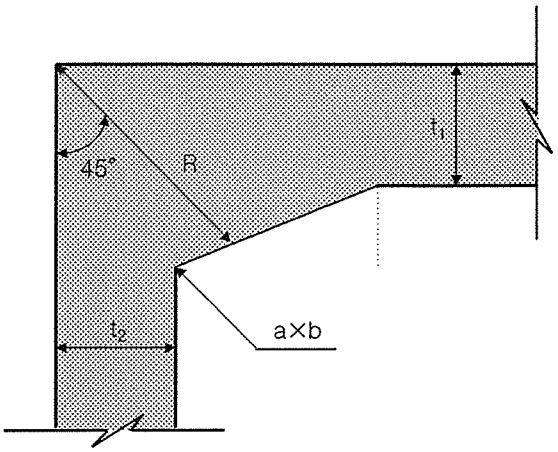
여기서 $Cc = 100 - 14.5 = 85.5\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 174.53 mm ∴ O.K

# 8 . 우각부 및 배력철근 검토

## 8 .1 우각부 검토

[도로교 설계기준 P.4-200]




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| a | = | 2000 | mm | |
| b | = | 400 | mm | |
| $t_1$ | = | 1700 | mm | |
| $t_2$ | = | 1300 | mm | |
| w | = | 1000 | mm | |
| $M_0$ | = | 2245.580 | kN· m | (사용하중) |
| $f_{ck}$ | = | 30 | MPa | |
| $f_{sa}$ | = | 180 | MPa | |

$$R = \sqrt{2} \times \frac{a}{a + b} \times \left[ t_2 + b + \left( t_1 \times \frac{b}{a} \right) \right]$$

$$= 2404 \quad mm$$

① 인장응력의 최대값

$$f_{t\,max} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times w}$$

$$= 1.943 \ MPa \quad > \quad 0.13 \times \sqrt{f_{ck}} = 0.712 \ MPa$$

∴ 우각부 보강철근 필요

② 보강철근량

$$req\ As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = 10378.91 \ mm^2$$

∴ 우각부철근량

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| H 25 | @ | 125 | = | 4053.60 $mm^2$ |
| H 25 | @ | 125 | = | 4053.60 $mm^2$ |
| H 25 | @ | 125 | = | 4053.60 $mm^2$ |
| | | Σ | = | 12160.80 $mm^2$ |

∴ 보강철근량 Σ = 12160.80 $mm^2$ > As req = 10378.91 $mm^2$ ∴ O.K

## 8 .2 배력철근 검토

① 상부 헌치부

[도로교 설계기준 P.4-161]

▷ 주철근이 차량 진행방향에 직각일 경우 배력철근은

120 / √( 21.35 ) = 25.97 % 과 67 % 중 작은 값 이상 배근한다.

▷ 주철근이 차량 진행방향에 평행할 경우 배력철근은

55 / √( 21.35 ) = 11.9 % 과 50 % 중 작은 값 이상 배근한다.

- 요구 주철근 : 5644.79 $mm^2$
- 배력 철근량 : 5644.79 × 0.119 = 671.730 $mm^2$

[도로교 설계기준 P.4-46]

▷ 노출면에 양방향에 단위m당 300$mm^2$ 이상 배근한다.

- 배력 철근량 : = 300.000 $mm^2$

[철도설계기준(노반편), p.10-35]

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : 0.0015hs (h는 부재의두께, s는 온도철근의 간격)

단, h가 1.2m를 초과하는 경우에는 h를 1.2m보다 크게 취할 필요는 없다.

- 배력 철근량 : 0.0015 × 1200 × 150 = 270.000 $mm^2$

[철도설계기준(노반편), p.10-34]

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : h는 부재의 두께, b는 부재의 폭

┌ 0.002hb - 철근의 설계기준강도가 400MPa이하

└ 0.002 x 400 / fy - 0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400MPa를 초과시

단, 어떤경우에도 0.0014hb이상이어야하고, 위에 요구된 온도철근의 단면적이 1800$mm^2$보다 클 필요는 없다.

- 배력 철근량 : 0.002 × 1200 × 1000 = 2400.000 $mm^2$ ①
  = 1800.000 $mm^2$ ②
  min (①,②) = 1800.000 $mm^2$

∴ USE As

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 압축부 | : | H | 16 | @ | 150 | = | 1324.000 $mm^2$ | |
| 인장부 | : | H | 16 | @ | 150 | = | 1324.000 $mm^2$ | > 671.730 $mm^2$ |
| | | | | | 계 | = | 2648.000 $mm^2$ | > 1800.000 $mm^2$ |

∴ O.K

② 벽 체

[도로교 설계기준 P.4-46]

▷ 노출면에 양방향에 단위m당 300mm$^2$ 이상 배근한다.

• 배력 철근량 : = 300.000 mm$^2$

[철도설계기준(노반편), p.10-35]

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : 0.0015hs (h는 부재의두께, s는 온도철근의 간격)

단, h가 1.2m를 초과하는 경우에는 h를 1.2m보다 크게 취할 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.0015 × 1200 × 150 = 270.000 mm$^2$

[철도설계기준(노반편), p.10-34]

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : h는 부재의 두께, b는 부재의 폭

┌ 0.002hb - 철근의 설계기준강도가 400MPa이하

└ 0.002 x 400 / fy - 0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400MPa를 초과시

단, 어떤경우에도 0.0014hb이상이어야하고, 위에 요구된 온도철근의 단면적이 1800mm$^2$보다 클 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.002 × 1200 × 1000 = 2400.000 mm$^2$ ①

= 1800.000 mm$^2$ ②

min (①,②) = 1800.000 mm$^2$

∴ USE As

압축부 : H 16 @ 150 = 1324.000 mm$^2$

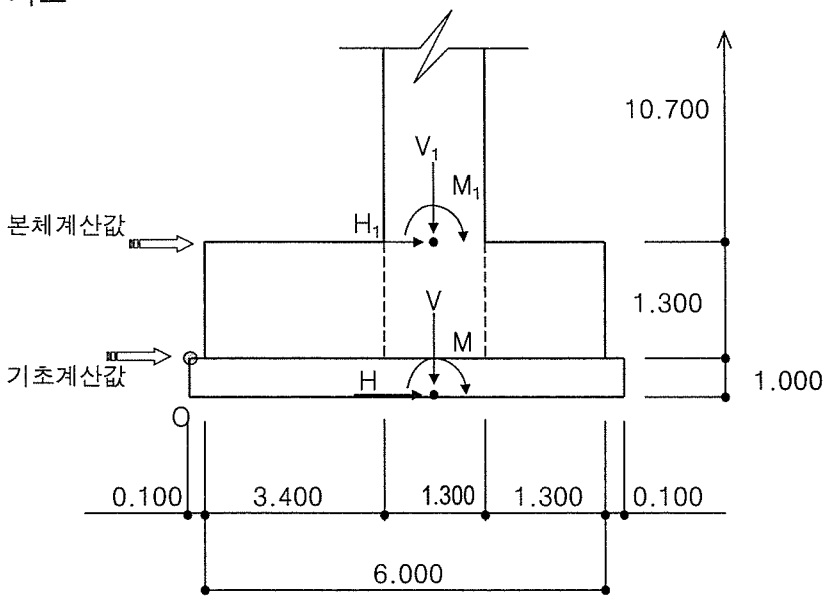
인장부 : H 16 @ 150 = 1324.000 mm$^2$

계 = 2648.000 mm$^2$ > 1800.000 mm$^2$

∴ O.K

# 9. 직접기초의 안정검토 및 기초 설계

## 9-1. 교대1 기초




- FOOTING의 자중 : 24.5 × 1.300 × 6.000 = 191.100 kN/m
- MASS CON'C의 자중 : 23.0 × 1.000 × 6.200 = 142.600 kN/m
- 뒷채움 흙의 자중 : 20.0 × 3.400 × 10.700 = 727.600 kN/m
- 과재하중 50.0 × 3.400 = 170.000 kN/m

(1) 상시 부재력 집계

| 구 분 | H (kN) | V (kN) | "O"점까지 거리 | M (kN·m) |
|---|---|---|---|---|
| FOOTING 자중 | | 191.100 | 3.000 | 573.300 |
| 뒷채움 흙 | | 727.600 | 1.700 | 1236.920 |
| 과재하중 | | 170.000 | 1.700 | 289.000 |
| 합성전 반력 | -39.881 | | 1.300 | -51.845 |
| | | 434.360 | 4.150 | 1802.596 |
| | | | | -156.910 |
| Σ | -39.881 | 1523.060 | | 3693.061 |

(2) 지진시 부재력 집계 ( 기초 전폭에 대한 단면력 / 기초전폭 )

| 구 분 | H (kN) | V (kN) | "O"점까지 거리 | M (kN·m) |
|---|---|---|---|---|
| FOOTING 자중 | | 191.100 | 3.000 | 573.300 |
| | 29.429 | | 1.650 | 48.558 |
| 뒷채움 흙 | | 727.600 | 1.700 | 1236.920 |
| | 112.05 | | 7.650 | 857.183 |
| Σ | 141.479 | 918.700 | | 2715.960 |

(3) 부재력의 합성

- $H_2$ = $H_1$ + H
- $V_2$ = $V_1$ + V
- $M_2$ = $M_1$ + M + $H_1$ x 기초높이 + $V_1$ x (뒷굽길이+벽체두께/2)

* H1, V1, M1은 SAP OUTPUT [사용하중시 반력] 참조.

| LOAD CASE | 절점1 반력 | | | 합 성 부 재 력 | | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $H_1$ | $V_1$ | $M_1$ | $H_2$ | $V_2$ | $M_2$ | |
| 1 | 381.617 | 245.690 | 557.923 | 341.736 | 1768.751 | 5742.132 | |
| 2 | 149.531 | 245.690 | 148.954 | 109.650 | 1768.751 | 5031.451 | |
| 3 | 294.812 | 517.562 | 284.749 | 254.931 | 2040.622 | 6457.191 | |
| 4 | 262.516 | 430.421 | 171.481 | 222.635 | 1953.481 | 5949.018 | |
| 5 | 62.727 | 517.562 | -124.220 | 22.846 | 2040.622 | 5746.510 | |
| 6 | 30.430 | 430.421 | -237.489 | -9.451 | 1953.481 | 5238.337 | |
| 7 | 404.093 | 585.991 | 981.395 | 364.212 | 2109.051 | 7573.039 | |
| 8 | 153.235 | 361.992 | -525.165 | 113.354 | 1885.052 | 4833.169 | |
| 9 | 172.007 | 585.991 | 572.426 | 132.126 | 2109.051 | 6862.359 | |
| 10 | -78.850 | 361.992 | -934.134 | -118.731 | 1885.052 | 4122.488 | |
| 11 | 298.066 | 534.277 | 364.958 | 258.185 | 2057.337 | 6609.327 | |
| 12 | 265.770 | 413.706 | -105.118 | 225.889 | 1936.766 | 5608.952 | |
| 13 | 320.880 | 534.277 | 789.257 | 280.999 | 2057.337 | 7063.284 | |
| 14 | 288.584 | 413.706 | 319.181 | 248.703 | 1936.766 | 6062.909 | |
| 15 | 65.981 | 534.277 | -44.011 | 26.100 | 2057.337 | 5898.646 | |
| 16 | 33.685 | 413.706 | -514.087 | -6.196 | 1936.766 | 4898.272 | |
| 17 | 88.795 | 534.277 | 380.288 | 48.914 | 2057.337 | 6352.603 | |
| 18 | 56.498 | 413.706 | -89.788 | 16.617 | 1936.766 | 5352.229 | |
| 19 | 407.347 | 602.706 | 1061.603 | 367.466 | 2125.767 | 7725.175 | |
| 20 | 156.489 | 345.276 | -801.763 | 116.608 | 1868.337 | 4493.103 | |
| 21 | 430.161 | 602.706 | 1485.902 | 390.280 | 2125.767 | 8179.133 | |
| 22 | 179.303 | 345.276 | -377.464 | 139.422 | 1868.337 | 4947.061 | |
| 23 | 175.262 | 602.706 | 652.634 | 135.381 | 2125.767 | 7014.495 | |
| 24 | -75.596 | 345.276 | -1210.732 | -115.477 | 1868.337 | 3782.423 | |
| 25 | 198.076 | 602.706 | 1076.933 | 158.195 | 2125.767 | 7468.452 | |
| 26 | -52.782 | 345.276 | -786.433 | -92.663 | 1868.337 | 4236.380 | |
| 27 | 464.171 | 0.000 | 817.938 | 424.290 | 1523.060 | 5114.422 | |
| 28 | 232.086 | 0.000 | 408.969 | 192.205 | 1523.060 | 4403.741 | |
| 29 | 377.367 | 271.871 | 544.764 | 337.486 | 1794.932 | 5829.480 | |
| 30 | 345.071 | 184.731 | 431.495 | 305.190 | 1707.791 | 5321.307 | |
| 31 | 145.281 | 271.871 | 135.795 | 105.400 | 1794.932 | 5118.800 | |
| 32 | 112.985 | 184.731 | 22.526 | 73.104 | 1707.791 | 4610.627 | |
| 33 | 486.648 | 340.300 | 1241.410 | 446.767 | 1863.361 | 6945.329 | |
| 34 | 235.790 | 116.301 | -265.150 | 195.909 | 1639.362 | 4205.459 | |
| 35 | 254.562 | 340.300 | 832.440 | 214.681 | 1863.361 | 6234.649 | |
| 36 | 3.704 | 116.301 | -674.119 | -36.177 | 1639.362 | 3494.778 | |

| LOAD CASE | 절점1 반력 | | | 합 성 부 재 력 | | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $H_1$ | $V_1$ | $M_1$ | $H_2$ | $V_2$ | $M_2$ | |
| 37 | 380.621 | 288.587 | 624.973 | 340.740 | 1811.647 | 5981.617 | |
| 38 | 348.325 | 168.015 | 154.897 | 308.444 | 1691.076 | 4981.242 | |
| 39 | 403.435 | 288.587 | 1049.272 | 363.554 | 1811.647 | 6435.574 | |
| 40 | 371.139 | 168.015 | 579.196 | 331.258 | 1691.076 | 5435.199 | |
| 41 | 148.536 | 288.587 | 216.004 | 108.655 | 1811.647 | 5270.936 | |
| 42 | 116.239 | 168.015 | -254.072 | 76.358 | 1691.076 | 4270.561 | |
| 43 | 171.350 | 288.587 | 640.303 | 131.469 | 1811.647 | 5724.893 | |
| 44 | 139.053 | 168.015 | 170.227 | 99.172 | 1691.076 | 4724.519 | |
| 45 | 489.902 | 357.016 | 1321.618 | 450.021 | 1880.076 | 7097.465 | |
| 46 | 239.044 | 99.586 | -541.748 | 199.163 | 1622.646 | 3865.393 | |
| 47 | 512.716 | 357.016 | 1745.917 | 472.835 | 1880.076 | 7551.422 | |
| 48 | 261.858 | 99.586 | -117.449 | 221.977 | 1622.646 | 4319.350 | |
| 49 | 257.816 | 357.016 | 912.649 | 217.935 | 1880.076 | 6386.785 | |
| 50 | 6.958 | 99.586 | -950.718 | -32.923 | 1622.646 | 3154.713 | |
| 51 | 280.630 | 357.016 | 1336.948 | 240.749 | 1880.076 | 6840.742 | |
| 52 | 29.772 | 99.586 | -526.419 | -10.109 | 1622.646 | 3608.670 | |
| E | 185.508 | 568.817 | 1228.425 | 326.987 | 1487.517 | 6489.256 | 지진시 |

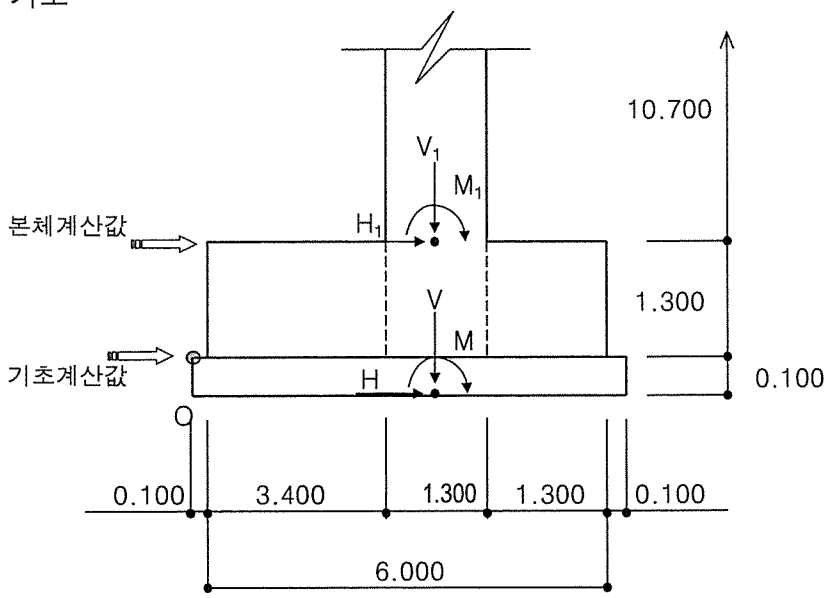
(4) 지지력의 산정

- d = $M_2$ / $V_2$
- e = | 기초폭 / 2 − d |
- x = 3 x [ 기초폭 / 2 − e ]
- V' = $V_2$ + MASS CON'C의 자중
- x > 기초폭 이면 "사다리꼴 분포" 지지력 = ( V / B ) x ( 1 + 6e / B )
- x < 기초폭 이면 "삼각형 분포" 지지력 = ( 2V / L ) x x

| CASE | d | e | x | 반력분포 | 지지력 | 기준값 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.246 | 0.246 | 8.262 | 사다리꼴 분포 | 396.924 | 1000.00 | O.K |
| 2 | 2.845 | 0.155 | 8.535 | 사다리꼴 분포 | 367.935 | 1000.00 | O.K |
| 3 | 3.164 | 0.164 | 8.508 | 사다리꼴 분포 | 423.545 | 1000.00 | O.K |
| 4 | 3.045 | 0.045 | 8.865 | 사다리꼴 분포 | 365.068 | 1000.00 | O.K |
| 5 | 2.816 | 0.184 | 8.448 | 사다리꼴 분포 | 430.822 | 1000.00 | O.K |
| 6 | 2.682 | 0.318 | 8.046 | 사다리꼴 분포 | 460.439 | 1000.00 | O.K |
| 7 | 3.591 | 0.591 | 7.227 | 사다리꼴 분포 | 597.063 | 1000.00 | O.K |
| 8 | 2.564 | 0.436 | 7.692 | 사다리꼴 분포 | 485.285 | 1000.00 | O.K |
| 9 | 3.254 | 0.254 | 8.238 | 사다리꼴 분포 | 470.595 | 1000.00 | O.K |
| 10 | 2.187 | 0.813 | 6.561 | 사다리꼴 분포 | 612.689 | 1000.00 | O.K |
| 11 | 3.213 | 0.213 | 8.361 | 사다리꼴 분포 | 444.754 | 1000.00 | O.K |
| 12 | 2.896 | 0.104 | 8.688 | 사다리꼴 분포 | 382.603 | 1000.00 | O.K |
| 13 | 3.433 | 0.433 | 7.701 | 사다리꼴 분포 | 525.418 | 1000.00 | O.K |
| 14 | 3.130 | 0.130 | 8.610 | 사다리꼴 분포 | 391.614 | 1000.00 | O.K |
| 15 | 2.867 | 0.133 | 8.601 | 사다리꼴 분포 | 415.422 | 1000.00 | O.K |
| 16 | 2.529 | 0.471 | 7.587 | 사다리꼴 분포 | 509.791 | 1000.00 | O.K |
| 17 | 3.088 | 0.088 | 8.736 | 사다리꼴 분포 | 398.922 | 1000.00 | O.K |
| 18 | 2.763 | 0.237 | 8.289 | 사다리꼴 분포 | 428.696 | 1000.00 | O.K |
| 19 | 3.634 | 0.634 | 7.098 | 사다리꼴 분포 | 617.752 | 1000.00 | O.K |
| 20 | 2.405 | 0.595 | 7.215 | 사다리꼴 분포 | 534.574 | 1000.00 | O.K |
| 21 | 3.848 | 0.848 | 6.456 | 사다리꼴 분포 | 698.657 | 1000.00 | O.K |
| 22 | 2.648 | 0.352 | 7.944 | 사다리꼴 분포 | 453.131 | 1000.00 | O.K |
| 23 | 3.300 | 0.300 | 8.100 | 사다리꼴 분포 | 491.479 | 1000.00 | O.K |
| 24 | 2.024 | 0.976 | 6.072 | 사다리꼴 분포 | 662.269 | 1000.00 | O.K |
| 25 | 3.513 | 0.513 | 7.461 | 사다리꼴 분포 | 572.006 | 1000.00 | O.K |
| 26 | 2.267 | 0.733 | 6.801 | 사다리꼴 분포 | 580.826 | 1000.00 | O.K |
| 27 | 3.358 | 0.358 | 7.926 | 사다리꼴 분포 | 376.994 | 1000.00 | O.K |
| 28 | 2.891 | 0.109 | 8.673 | 사다리꼴 분포 | 307.870 | 1000.00 | O.K |
| 29 | 3.248 | 0.248 | 8.256 | 사다리꼴 분포 | 403.007 | 1000.00 | O.K |
| 30 | 3.116 | 0.116 | 8.652 | 사다리꼴 분포 | 344.173 | 1000.00 | O.K |

| CASE | d | e | x | 반력분포 | 지지력 | 기준값 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 31 | 2.852 | 0.148 | 8.556 | 사다리꼴 분포 | 370.714 | 1000.00 | O.K |
| 32 | 2.700 | 0.300 | 8.100 | 사다리꼴 분포 | 400.918 | 1000.00 | O.K |
| 33 | 3.727 | 0.727 | 6.819 | 사다리꼴 분포 | 577.382 | 1000.00 | O.K |
| 34 | 2.565 | 0.435 | 7.695 | 사다리꼴 분포 | 426.186 | 1000.00 | O.K |
| 35 | 3.346 | 0.346 | 7.962 | 사다리꼴 분포 | 450.004 | 1000.00 | O.K |
| 36 | 2.132 | 0.868 | 6.396 | 사다리꼴 분포 | 554.784 | 1000.00 | O.K |
| 37 | 3.302 | 0.302 | 8.094 | 사다리꼴 분포 | 424.072 | 1000.00 | O.K |
| 38 | 2.946 | 0.054 | 8.838 | 사다리꼴 분포 | 322.116 | 1000.00 | O.K |
| 39 | 3.552 | 0.552 | 7.344 | 사다리꼴 분포 | 505.499 | 1000.00 | O.K |
| 40 | 3.214 | 0.214 | 8.358 | 사다리꼴 분포 | 371.014 | 1000.00 | O.K |
| 41 | 2.909 | 0.091 | 8.727 | 사다리꼴 분포 | 355.347 | 1000.00 | O.K |
| 42 | 2.525 | 0.475 | 7.575 | 사다리꼴 분포 | 450.779 | 1000.00 | O.K |
| 43 | 3.160 | 0.160 | 8.520 | 사다리꼴 분포 | 377.821 | 1000.00 | O.K |
| 44 | 2.794 | 0.206 | 8.382 | 사다리꼴 분포 | 368.569 | 1000.00 | O.K |
| 45 | 3.775 | 0.775 | 6.675 | 사다리꼴 분포 | 598.375 | 1000.00 | O.K |
| 46 | 2.382 | 0.618 | 7.146 | 사다리꼴 분포 | 476.028 | 1000.00 | O.K |
| 47 | 4.017 | 1.017 | 5.949 | 삼각형 분포 | 680.005 | 1000.00 | O.K |
| 48 | 2.662 | 0.338 | 7.986 | 사다리꼴 분포 | 393.650 | 1000.00 | O.K |
| 49 | 3.397 | 0.397 | 7.809 | 사다리꼴 분포 | 470.946 | 1000.00 | O.K |
| 50 | 1.944 | 1.056 | 5.832 | 삼각형 분포 | 605.366 | 1000.00 | O.K |
| 51 | 3.639 | 0.639 | 7.083 | 사다리꼴 분포 | 552.528 | 1000.00 | O.K |
| 52 | 2.224 | 0.776 | 6.672 | 사다리꼴 분포 | 522.513 | 1000.00 | O.K |
| E | 4.362 | 1.362 | 4.914 | 삼각형 분포 | 663.458 | 1500.00 | O.K |

9-2. 교대2 기초




- FOOTING의 자중 : 24.5 × 1.300 × 6.000 = 191.100 kN/m
- MASS CON'C의 자중 : 23.0 × 0.100 × 6.200 = 14.260 kN/m
- 뒷채움 흙의 자중 : 20.0 × 3.400 × 10.700 = 727.600 kN/m
- 과재하중 50.0 × 3.400 = 170.000 kN/m

(1) 상시 부재력 집계

| 구 분 | H (kN) | V (kN) | "O"점까지 거리 | M (kN·m) |
|---|---|---|---|---|
| FOOTING 자중 | | 191.100 | 3.000 | 573.300 |
| 뒷채움 흙 | | 727.600 | 1.700 | 1236.920 |
| 과재하중 | | 170.000 | 1.700 | 289.000 |
| 합성전 반력 | -39.881 | | 1.300 | -51.845 |
| | | 434.360 | 4.150 | 1802.596 |
| | | | | -156.910 |
| Σ | -39.881 | 1523.060 | | 3693.061 |

(2) 지진시 부재력 집계 ( 기초 전폭에 대한 단면력 / 기초전폭 )

| 구 분 | H (kN) | V (kN) | "O"점까지 거리 | M (kN·m) |
|---|---|---|---|---|
| FOOTING 자중 | | 191.100 | 3.000 | 573.300 |
| | 29.429 | | 0.750 | 22.072 |
| 뒷채움 흙 | | 727.600 | 1.700 | 1236.920 |
| | 112.05 | | 6.750 | 756.338 |
| Σ | 141.479 | 918.700 | | 2588.629 |

(3) 부재력의 합성

- $H_2 = H_1 + H$
- $V_2 = V_1 + V$
- $M_2 = M_1 + M + H_1 \times$ 기초높이 $+ V_1 \times$ (뒷굽길이+벽체두께/2)

* H1, V1, M1은 SAP OUTPUT [사용하중시 반력] 참조.

| LOAD CASE | 절점1 반력 | | | 합 성 부 재 력 | | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $H_1$ | $V_1$ | $M_1$ | $H_2$ | $V_2$ | $M_2$ | |
| 1 | 381.617 | 245.690 | 557.923 | 341.736 | 1768.751 | 5742.132 | |
| 2 | 149.531 | 245.690 | 148.954 | 109.650 | 1768.751 | 5031.451 | |
| 3 | 294.812 | 517.562 | 284.749 | 254.931 | 2040.622 | 6457.191 | |
| 4 | 262.516 | 430.421 | 171.481 | 222.635 | 1953.481 | 5949.018 | |
| 5 | 62.727 | 517.562 | -124.220 | 22.846 | 2040.622 | 5746.510 | |
| 6 | 30.430 | 430.421 | -237.489 | -9.451 | 1953.481 | 5238.337 | |
| 7 | 404.093 | 585.991 | 981.395 | 364.212 | 2109.051 | 7573.039 | |
| 8 | 153.235 | 361.992 | -525.165 | 113.354 | 1885.052 | 4833.169 | |
| 9 | 172.007 | 585.991 | 572.426 | 132.126 | 2109.051 | 6862.359 | |
| 10 | -78.850 | 361.992 | -934.134 | -118.731 | 1885.052 | 4122.488 | |
| 11 | 298.066 | 534.277 | 364.958 | 258.185 | 2057.337 | 6609.327 | |
| 12 | 265.770 | 413.706 | -105.118 | 225.889 | 1936.766 | 5608.952 | |
| 13 | 320.880 | 534.277 | 789.257 | 280.999 | 2057.337 | 7063.284 | |
| 14 | 288.584 | 413.706 | 319.181 | 248.703 | 1936.766 | 6062.909 | |
| 15 | 65.981 | 534.277 | -44.011 | 26.100 | 2057.337 | 5898.646 | |
| 16 | 33.685 | 413.706 | -514.087 | -6.196 | 1936.766 | 4898.272 | |
| 17 | 88.795 | 534.277 | 380.288 | 48.914 | 2057.337 | 6352.603 | |
| 18 | 56.498 | 413.706 | -89.788 | 16.617 | 1936.766 | 5352.229 | |
| 19 | 407.347 | 602.706 | 1061.603 | 367.466 | 2125.767 | 7725.175 | |
| 20 | 156.489 | 345.276 | -801.763 | 116.608 | 1868.337 | 4493.103 | |
| 21 | 430.161 | 602.706 | 1485.902 | 390.280 | 2125.767 | 8179.133 | |
| 22 | 179.303 | 345.276 | -377.464 | 139.422 | 1868.337 | 4947.061 | |
| 23 | 175.262 | 602.706 | 652.634 | 135.381 | 2125.767 | 7014.495 | |
| 24 | -75.596 | 345.276 | -1210.732 | -115.477 | 1868.337 | 3782.423 | |
| 25 | 198.076 | 602.706 | 1076.933 | 158.195 | 2125.767 | 7468.452 | |
| 26 | -52.782 | 345.276 | -786.433 | -92.663 | 1868.337 | 4236.380 | |
| 27 | 464.171 | 0.000 | 817.938 | 424.290 | 1523.060 | 5114.422 | |
| 28 | 232.086 | 0.000 | 408.969 | 192.205 | 1523.060 | 4403.741 | |
| 29 | 377.367 | 271.871 | 544.764 | 337.486 | 1794.932 | 5829.480 | |
| 30 | 345.071 | 184.731 | 431.495 | 305.190 | 1707.791 | 5321.307 | |
| 31 | 145.281 | 271.871 | 135.795 | 105.400 | 1794.932 | 5118.800 | |
| 32 | 112.985 | 184.731 | 22.526 | 73.104 | 1707.791 | 4610.627 | |
| 33 | 486.648 | 340.300 | 1241.410 | 446.767 | 1863.361 | 6945.329 | |
| 34 | 235.790 | 116.301 | -265.150 | 195.909 | 1639.362 | 4205.459 | |
| 35 | 254.562 | 340.300 | 832.440 | 214.681 | 1863.361 | 6234.649 | |
| 36 | 3.704 | 116.301 | -674.119 | -36.177 | 1639.362 | 3494.778 | |

| LOAD CASE | 절점1 반력 | | | 합 성 부 재 력 | | | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $H_1$ | $V_1$ | $M_1$ | $H_2$ | $V_2$ | $M_2$ | |
| 37 | 380.621 | 288.587 | 624.973 | 340.740 | 1811.647 | 5981.617 | |
| 38 | 348.325 | 168.015 | 154.897 | 308.444 | 1691.076 | 4981.242 | |
| 39 | 403.435 | 288.587 | 1049.272 | 363.554 | 1811.647 | 6435.574 | |
| 40 | 371.139 | 168.015 | 579.196 | 331.258 | 1691.076 | 5435.199 | |
| 41 | 148.536 | 288.587 | 216.004 | 108.655 | 1811.647 | 5270.936 | |
| 42 | 116.239 | 168.015 | -254.072 | 76.358 | 1691.076 | 4270.561 | |
| 43 | 171.350 | 288.587 | 640.303 | 131.469 | 1811.647 | 5724.893 | |
| 44 | 139.053 | 168.015 | 170.227 | 99.172 | 1691.076 | 4724.519 | |
| 45 | 489.902 | 357.016 | 1321.618 | 450.021 | 1880.076 | 7097.465 | |
| 46 | 239.044 | 99.586 | -541.748 | 199.163 | 1622.646 | 3865.393 | |
| 47 | 512.716 | 357.016 | 1745.917 | 472.835 | 1880.076 | 7551.422 | |
| 48 | 261.858 | 99.586 | -117.449 | 221.977 | 1622.646 | 4319.350 | |
| 49 | 257.816 | 357.016 | 912.649 | 217.935 | 1880.076 | 6386.785 | |
| 50 | 6.958 | 99.586 | -950.718 | -32.923 | 1622.646 | 3154.713 | |
| 51 | 280.630 | 357.016 | 1336.948 | 240.749 | 1880.076 | 6840.742 | |
| 52 | 29.772 | 99.586 | -526.419 | -10.109 | 1622.646 | 3608.670 | |
| E | 185.508 | 568.817 | 1228.425 | 326.987 | 1487.517 | 6361.925 | 지진시 |

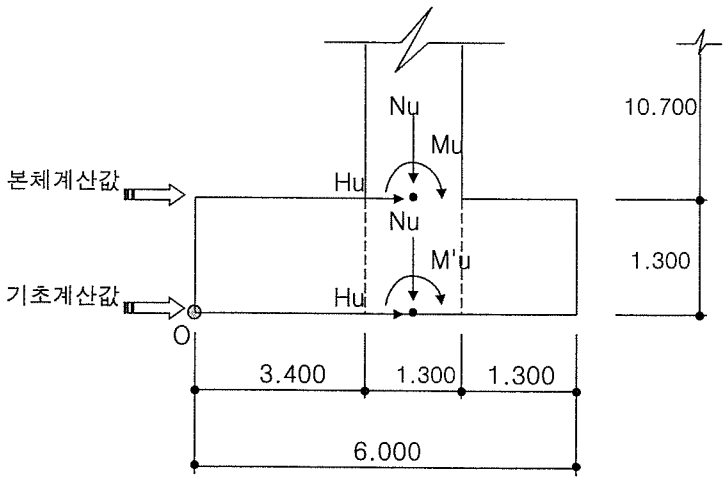
(4) 지지력의 산정

- d = $M_2$ / $V_2$
- e = | 기초폭 / 2 − d |
- x = 3 x [ 기초폭 / 2 − e ]
- V' = $V_2$ + MASS CON'C의 자중
- x > 기초폭 이면 "사다리꼴 분포" 지지력 = ( V / B ) x ( 1 + 6e / B )
- x < 기초폭 이면 "삼각형 분포" 지지력 = ( 2V / L ) x x

| CASE | d | e | x | 반력분포 | 지지력 | 기준값 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 3.246 | 0.246 | 8.262 | 사다리꼴 분포 | 370.272 | 1000.00 | O.K |
| 2 | 2.845 | 0.155 | 8.535 | 사다리꼴 분포 | 343.230 | 1000.00 | O.K |
| 3 | 3.164 | 0.164 | 8.508 | 사다리꼴 분포 | 398.647 | 1000.00 | O.K |
| 4 | 3.045 | 0.045 | 8.865 | 사다리꼴 분포 | 342.715 | 1000.00 | O.K |
| 5 | 2.816 | 0.184 | 8.448 | 사다리꼴 분포 | 405.497 | 1000.00 | O.K |
| 6 | 2.682 | 0.318 | 8.046 | 사다리꼴 분포 | 432.247 | 1000.00 | O.K |
| 7 | 3.591 | 0.591 | 7.227 | 사다리꼴 분포 | 563.031 | 1000.00 | O.K |
| 8 | 2.564 | 0.436 | 7.692 | 사다리꼴 분포 | 454.569 | 1000.00 | O.K |
| 9 | 3.254 | 0.254 | 8.238 | 사다리꼴 분포 | 443.772 | 1000.00 | O.K |
| 10 | 2.187 | 0.813 | 6.561 | 사다리꼴 분포 | 573.909 | 1000.00 | O.K |
| 11 | 3.213 | 0.213 | 8.361 | 사다리꼴 분포 | 418.808 | 1000.00 | O.K |
| 12 | 2.896 | 0.104 | 8.688 | 사다리꼴 분포 | 358.989 | 1000.00 | O.K |
| 13 | 3.433 | 0.433 | 7.701 | 사다리꼴 분포 | 494.767 | 1000.00 | O.K |
| 14 | 3.130 | 0.130 | 8.610 | 사다리꼴 분포 | 367.443 | 1000.00 | O.K |
| 15 | 2.867 | 0.133 | 8.601 | 사다리꼴 분포 | 391.187 | 1000.00 | O.K |
| 16 | 2.529 | 0.471 | 7.587 | 사다리꼴 분포 | 478.327 | 1000.00 | O.K |
| 17 | 3.088 | 0.088 | 8.736 | 사다리꼴 분포 | 375.650 | 1000.00 | O.K |
| 18 | 2.763 | 0.237 | 8.289 | 사다리꼴 분포 | 402.237 | 1000.00 | O.K |
| 19 | 3.634 | 0.634 | 7.098 | 사다리꼴 분포 | 582.801 | 1000.00 | O.K |
| 20 | 2.405 | 0.595 | 7.215 | 사다리꼴 분포 | 500.457 | 1000.00 | O.K |
| 21 | 3.848 | 0.848 | 6.456 | 사다리꼴 분포 | 659.128 | 1000.00 | O.K |
| 22 | 2.648 | 0.352 | 7.944 | 사다리꼴 분포 | 424.212 | 1000.00 | O.K |
| 23 | 3.300 | 0.300 | 8.100 | 사다리꼴 분포 | 463.672 | 1000.00 | O.K |
| 24 | 2.024 | 0.976 | 6.072 | 사다리꼴 분포 | 620.002 | 1000.00 | O.K |
| 25 | 3.513 | 0.513 | 7.461 | 사다리꼴 분포 | 539.643 | 1000.00 | O.K |
| 26 | 2.267 | 0.733 | 6.801 | 사다리꼴 분포 | 543.757 | 1000.00 | O.K |
| 27 | 3.358 | 0.358 | 7.926 | 사다리꼴 분포 | 347.947 | 1000.00 | O.K |
| 28 | 2.891 | 0.109 | 8.673 | 사다리꼴 분포 | 284.148 | 1000.00 | O.K |
| 29 | 3.248 | 0.248 | 8.256 | 사다리꼴 분포 | 376.312 | 1000.00 | O.K |
| 30 | 3.116 | 0.116 | 8.652 | 사다리꼴 분포 | 320.301 | 1000.00 | O.K |

| CASE | d | e | x | 반력분포 | 지지력 | 기준값 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 31 | 2.852 | 0.148 | 8.556 | 사다리꼴 분포 | 346.159 | 1000.00 | O.K |
| 32 | 2.700 | 0.300 | 8.100 | 사다리꼴 분포 | 373.111 | 1000.00 | O.K |
| 33 | 3.727 | 0.727 | 6.819 | 사다리꼴 분포 | 540.442 | 1000.00 | O.K |
| 34 | 2.565 | 0.435 | 7.695 | 사다리꼴 분포 | 395.491 | 1000.00 | O.K |
| 35 | 3.346 | 0.346 | 7.962 | 사다리꼴 분포 | 421.213 | 1000.00 | O.K |
| 36 | 2.132 | 0.868 | 6.396 | 사다리꼴 분포 | 514.828 | 1000.00 | O.K |
| 37 | 3.302 | 0.302 | 8.094 | 사다리꼴 분포 | 396.222 | 1000.00 | O.K |
| 38 | 2.946 | 0.054 | 8.838 | 사다리꼴 분포 | 299.571 | 1000.00 | O.K |
| 39 | 3.552 | 0.552 | 7.344 | 사다리꼴 분포 | 472.301 | 1000.00 | O.K |
| 40 | 3.214 | 0.214 | 8.358 | 사다리꼴 분포 | 345.046 | 1000.00 | O.K |
| 41 | 2.909 | 0.091 | 8.727 | 사다리꼴 분포 | 332.011 | 1000.00 | O.K |
| 42 | 2.525 | 0.475 | 7.575 | 사다리꼴 분포 | 419.228 | 1000.00 | O.K |
| 43 | 3.160 | 0.160 | 8.520 | 사다리꼴 분포 | 353.009 | 1000.00 | O.K |
| 44 | 2.794 | 0.206 | 8.382 | 사다리꼴 분포 | 342.772 | 1000.00 | O.K |
| 45 | 3.775 | 0.775 | 6.675 | 사다리꼴 분포 | 560.408 | 1000.00 | O.K |
| 46 | 2.382 | 0.618 | 7.146 | 사다리꼴 분포 | 441.419 | 1000.00 | O.K |
| 47 | 4.017 | 1.017 | 5.949 | 삼각형 분포 | 636.859 | 1000.00 | O.K |
| 48 | 2.662 | 0.338 | 7.986 | 사다리꼴 분포 | 365.030 | 1000.00 | O.K |
| 49 | 3.397 | 0.397 | 7.809 | 사다리꼴 분포 | 441.065 | 1000.00 | O.K |
| 50 | 1.944 | 1.056 | 5.832 | 삼각형 분포 | 561.353 | 1000.00 | O.K |
| 51 | 3.639 | 0.639 | 7.083 | 사다리꼴 분포 | 517.469 | 1000.00 | O.K |
| 52 | 2.224 | 0.776 | 6.672 | 사다리꼴 분포 | 484.524 | 1000.00 | O.K |
| E | 4.277 | 1.277 | 5.169 | 삼각형 분포 | 581.071 | 1500.00 | O.K |

9-3. 교대1 기초 설계




(1) CASE - 1

1) 작용 하중

- 상 시 : 정모멘트 최대

| 구 분 | 하중계수 | N (kN) | H (kN) | "o"점까지 거리 (m) | M (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 합성전 반력 | | -586.387 | | 4.050 | -2374.865 |
| | | | -53.839 | 1.300 | -69.991 |
| | | | | | -211.828 |
| COMB 16 | | 889.322 | | 4.050 | 3601.754 |
| | | | 645.713 | 1.300 | 839.427 |
| | | | | | 1591.542 |
| FOOTING자중 | 1.35 | 257.985 | | 3.000 | 773.955 |
| 뒷채움 흙 | 1.35 | 982.260 | | 1.700 | 1669.842 |
| 과재 하중 | 1.85 | 314.500 | | 1.700 | 534.650 |
| Σ | | 1857.680 | 591.874 | | 6354.486 |

- 지진시

| 구 분 | 하중계수 | N (kN) | H (kN) | "o"점까지 거리 (m) | M (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| JOINT 1 | | 568.817 | | 4.050 | 2303.711 |
| | | | 185.508 | 1.300 | 241.161 |
| | | | | | 1228.425 |
| FOOTING자중 | 1.0 | 191.100 | | 3.000 | 573.300 |
| 뒷채움 흙 | 1.0 | 727.600 | | 1.700 | 1236.92 |
| Σ | | 1487.517 | 185.508 | | 5583.517 |

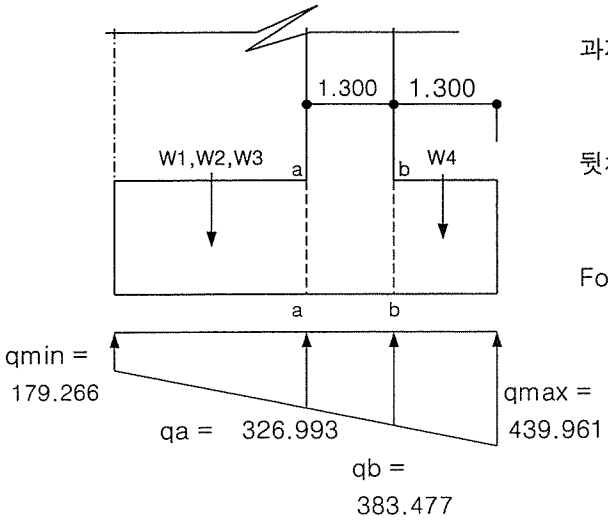
2) 지반 반력 산정 - 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 6354.486 / 1857.680 = 3.421 m
e = | 3.421 − 3.000 | = 0.421 m
x = 3 · [ B/2 − e ] = 7.737 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

q = ( N / B ) × ( 1 ± 6e / B )

qmax = 439.961 kN/m$^2$ qmin = 179.266 kN/m$^2$

3) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

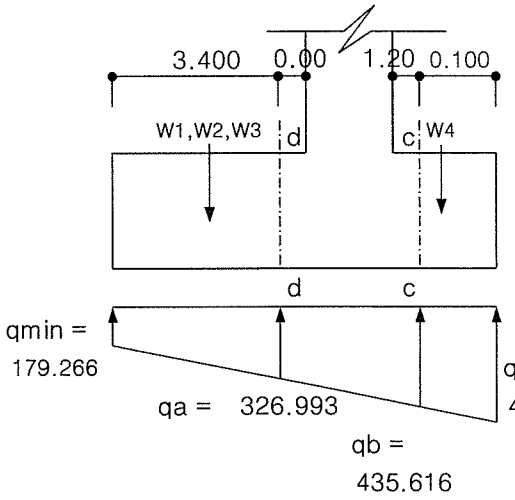
Mb = 383.477 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 439.961 - 383.477 ) × 1.300 $^2$ × ⅔
- 53.827 × 0.650
= 320.870 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = ( 365.500 + 945.880 + 140.777 ) × 1.700 - ( 179.266 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 326.993 - 179.266 ) × 3.400 $^2$ × ⅓
= 1147.889 kN.m/m

4) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 기초 상부 인장시 유효높이(d)를 고려하지 않으며,
  기초 하부인장시 유효높이(d)를 고려하여 산정한다.




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.100 × 1.300
= 4.141 kN/m

• 앞 굽

Vc = ½ × ( 435.616 + 439.961 ) × 0.100 - 4.141
= 39.638 kN/m

• 뒷 굽

Vd = 365.500 + 945.880 + 140.777 - ½ × ( 179.266 + 326.993 ) × 3.400
= 591.517 kN/m

(2) CASE - 2

- 상 시 : 부모멘트 최대

| 구 분 | 하중계수 | N (kN) | H (kN) | "o"점까지 거리 (m) | M (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 합성전 반력 | | -586.387 | | 4.050 | -2374.865 |
| | | | -53.839 | 1.300 | -69.991 |
| | | | | | -211.828 |
| COMB 7 | | 866.756 | | 4.050 | 3510.362 |
| | | | -178.934 | 1.300 | -232.614 |
| | | | | | -1460.980 |
| FOOTING자중 | 1.35 | 257.985 | | 3.000 | 773.955 |
| 뒷채움 흙 | 1.35 | 982.260 | | 1.700 | 1669.842 |
| 과재 하중 | 1.85 | 314.500 | | 1.700 | 534.650 |
| $\Sigma$ | | 1835.115 | -232.773 | | 2138.531 |

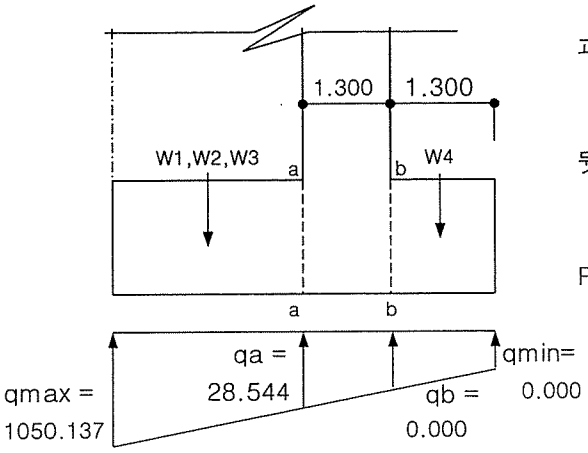
1) 지반 반력 산정 – 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 2138.531 / 1835.115 = 1.165 m
e = | 1.165 – 3.000 | = 1.835 m
x = 3 · [ B/2 – e ] = 3.495 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 1050.137 kN/m$^2$ qmin = 0.000 kN/m$^2$

2) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

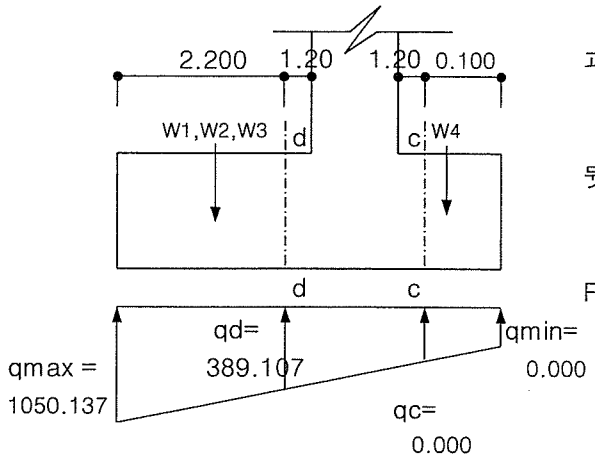
W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽
Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 0.000 - 0.000 ) × -1.21 $^2$ × ⅓
- 53.827 × 0.650
= -34.988 kN.m/m

• 뒷 굽
Ma = ( 365.500 + 945.880 + 140.777 ) × 1.700 - ( 28.544 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 1050.137 - 28.544 ) × 3.400 $^2$ × ⅔
= -1649.354 kN.m/m

3) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 기초 상부 인장시 유효높이(d)를 고려하지 않으며,
  기초 하부인장시 유효높이(d)를 고려하여 산정한다.




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.100 × 1.300
= 4.141 kN/m

• 앞 굽

Vc = ½ × ( 0.000 + 0.000 ) × 0.100 - 4.141
= -4.141 kN/m

• 뒷 굽

Vd = 365.500 + 945.880 + 140.777 - ½ × ( 1050.137 + 389.107 ) × 2.200
= -131.011 kN/m

(3) CASE - 3

- 상 시 : 축력 최대

| 구 분 | 하중계수 | N (kN) | H (kN) | "o"점까지 거리 (m) | M (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 합성전 반력 | | -586.387 | | 4.050 | -2374.865 |
| | | | -53.839 | 1.300 | -69.991 |
| | | | | | -211.828 |
| COMB 16 | | 889.322 | | 4.050 | 3601.754 |
| | | | 645.713 | 1.300 | 839.427 |
| | | | | | 1591.542 |
| FOOTING자중 | 1.35 | 257.985 | | 3.000 | 773.955 |
| 뒷채움 흙 | 1.35 | 982.260 | | 1.700 | 1669.842 |
| 과재 하중 | 1.85 | 314.500 | | 1.700 | 534.650 |
| Σ | | 1857.680 | 591.874 | | 6354.486 |

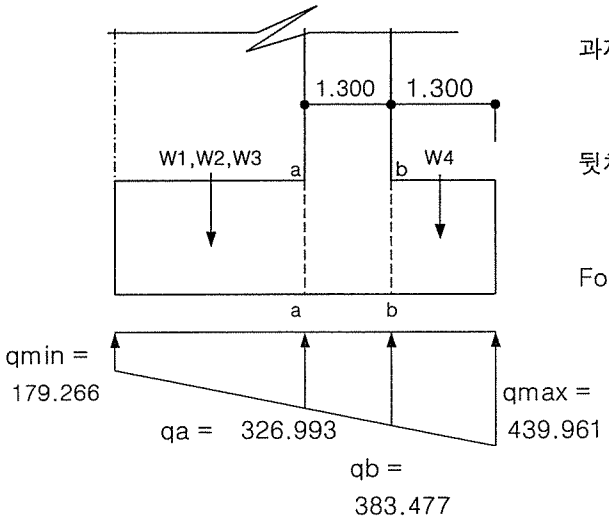
1) 지반 반력 산정 - 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 6354.486 / 1857.680 = 3.421 m
e = | 3.421 − 3.000 | = 0.421 m
x = 3 · [ B/2 − e ] = 7.737 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

q = ( N / B ) × ( 1 ± 6e / B )

qmax = 439.961 kN/m$^2$ qmin = 179.266 kN/m$^2$

2) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

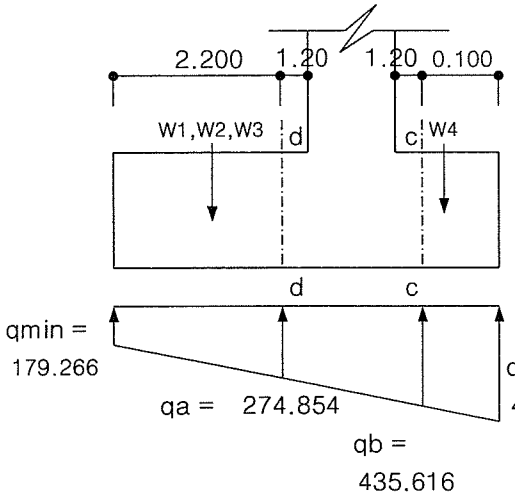
Mb = 383.477 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 439.961 - 383.477 ) × 1.300 $^2$ × ⅔
- 53.827 × 0.650
= 320.870 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = ( 365.500 + 945.880 + 140.777 ) × 1.700 - ( 179.266 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 326.993 - 179.266 ) × 3.400 $^2$ × ⅓
= 1147.889 kN.m/m

3) 전단력 산정

– 전단검토시 위험단면은 기초 상부 인장시 유효높이(d)를 고려하지 않으며,
기초 하부인장시 유효높이(d)를 고려하여 산정한다.




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 2.200
= 236.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 2.200 × 10.700
= 612.040 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 2.200 × 1.300
= 91.091 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.100 × 1.300
= 4.141 kN/m

• 앞 굽

Vc = ½ × ( 435.616 + 439.961 ) × 0.100 - 4.141
= 39.638 kN/m

• 뒷 굽

Vd = 236.500 + 612.040 + 91.091 - ½ × ( 179.266 + 274.854 ) × 2.200
= 440.099 kN/m

## 9-4. 교대1 기초 설계(사용하중)

9. 기초 안정검토 (3) 부재력의 합성'의 합성 부재력 참조

(1) CASE - 1 : 모멘트 최대시

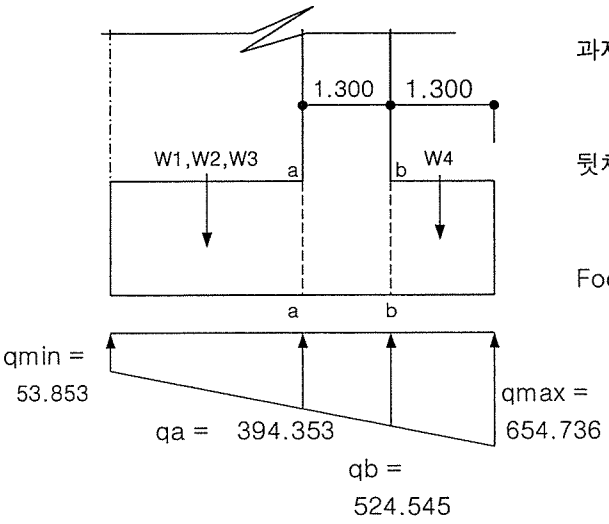
1) 지반 반력 산정 - 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 8179.133 / 2125.767 = 3.848 m : Load case 21
e = | 3.848 − 3.000 | = 0.848 m
x = 3 · [ B/2 − e ] = 6.456 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

q = ( N / B) × ( 1 ± 6e / B )

qmax = 654.736 kN/m$^2$ qmin = 53.853 kN/m$^2$

2) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 1.00 × 50.0 × 3.400
= 170.000 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.0 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 727.600 kN/m

Footing자중 W3 = 1.0 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 108.290 kN/m

W4 = 1.0 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 41.405 kN/m

• 앞 굽

Mb = 524.545 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 654.736 - 524.545 ) × 1.300 $^2$ × ⅔
- 41.405 × 0.650
= 489.668 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = ( 170.000 + 727.600 + 108.290 ) × 1.700 - ( 53.853 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 394.353 - 53.853 ) × 3.400 $^2$ × ⅓
= 742.713 kN.m/m

(2) CASE - 2 : 축력 최대시

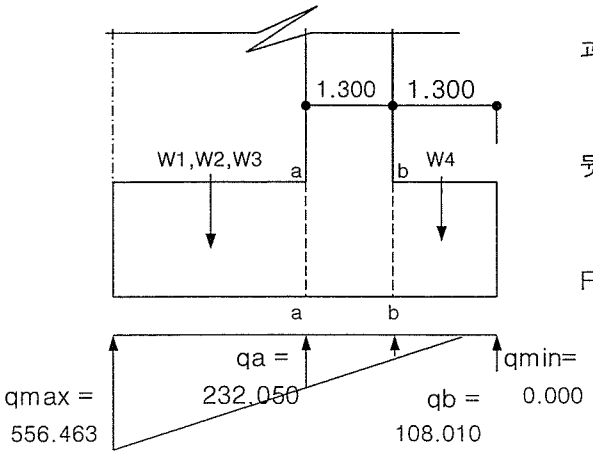
1) 지반 반력 산정

d = 3154.713 / 1622.646 = 1.944 m : Load case 50
e = | 1.944 - 3.000 | = 1.056 m
x = 3 · [ B/2 - e ] = 5.832 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 556.463 kN/m$^2$ qmin = 0.000 kN/m$^2$

2) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 1.00 × 50.0 × 3.400
= 170.000 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.0 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 727.600 kN/m

Footing자중 W3 = 1.0 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 108.290 kN/m

W4 = 1.0 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 41.405 kN/m

• 앞 굽

Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 108.010 - 0.000 ) × 1.13 $^2$ × ⅓
- 41.405 × 0.650
= -3.845 kN.m/m

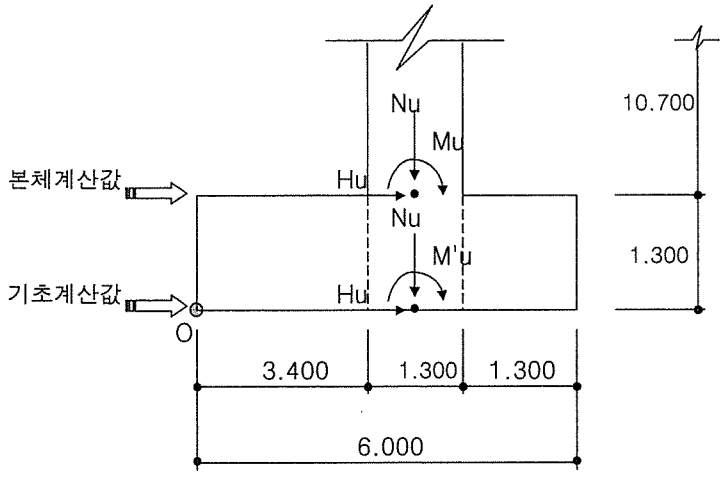
• 뒷 굽

Ma = ( 170.000 + 727.600 + 108.290 ) × 1.700 - ( 232.050 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 556.463 - 232.050 ) × 3.400 $^2$ × ⅔
= -768.801 kN.m/m

[ 기초 설계 부재력 ]

| 구 분 | | 계수하중 모멘트(kN.m) | 계수하중 전단력(kN) | 사용하중 모멘트(kN.m) | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 앞굽 적용 부재력 | 상면인장 | - | - | - | |
| | 하면인장 | 320.870 | 39.638 | 489.668 | |
| 뒷굽 적용 부재력 | 상면인장 | 1147.889 | 591.517 | 742.713 | |
| | 하면인장 | -1649.354 | -131.011 | -768.801 | |

9-5. 교대2 기초설계




(1) CASE - 1

1) 작용 하중

- 상 시 : 정모멘트 최대

| 구 분 | 하중계수 | N (kN) | H (kN) | "o"점까지 거리 (m) | M (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 합성전 반력 | | -586.387 | | 4.050 | -2374.865 |
| | | | -53.839 | 1.300 | -69.991 |
| | | | | | -211.828 |
| COMB 16 | | 889.322 | | 4.050 | 3601.754 |
| | | | 645.713 | 1.300 | 839.427 |
| | | | | | 1591.542 |
| FOOTING자중 | 1.35 | 257.985 | | 3.000 | 773.955 |
| 뒷채움 흙 | 1.35 | 982.260 | | 1.700 | 1669.842 |
| 과재 하중 | 1.85 | 314.500 | | 1.700 | 534.650 |
| $\Sigma$ | | 1857.680 | 591.874 | | 6354.486 |

- 지진시

| 구 분 | 하중계수 | N (kN) | H (kN) | "o"점까지 거리 (m) | M (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| JOINT 1 | | 568.817 | | 4.050 | 2303.711 |
| | | | 185.508 | 1.300 | 241.161 |
| | | | | | 1228.425 |
| FOOTING자중 | 1.0 | 191.100 | | 3.000 | 573.300 |
| 뒷채움 흙 | 1.0 | 727.600 | | 1.700 | 1236.92 |
| $\Sigma$ | | 1487.517 | 185.508 | | 5583.517 |

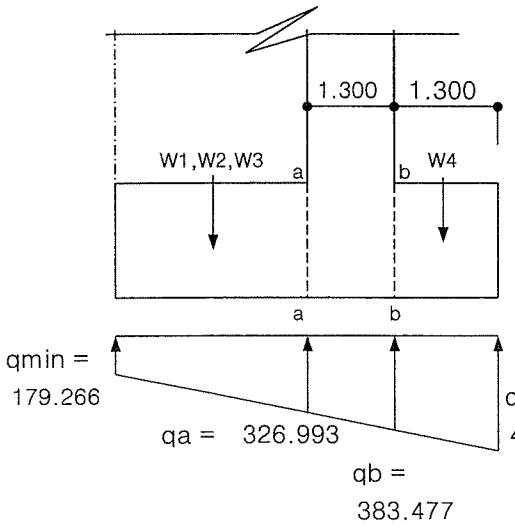
2) 지반 반력 산정 – 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 6354.486 / 1857.680 = 3.421 m
e = | 3.421 – 3.000 | = 0.421 m
x = 3 · [ B/2 – e ] = 7.737 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

$q = ( N / B ) \times ( 1 \pm 6e / B )$

$q_{max} = 439.961\ kN/m^2$ $q_{min} = 179.266\ kN/m^2$

3) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

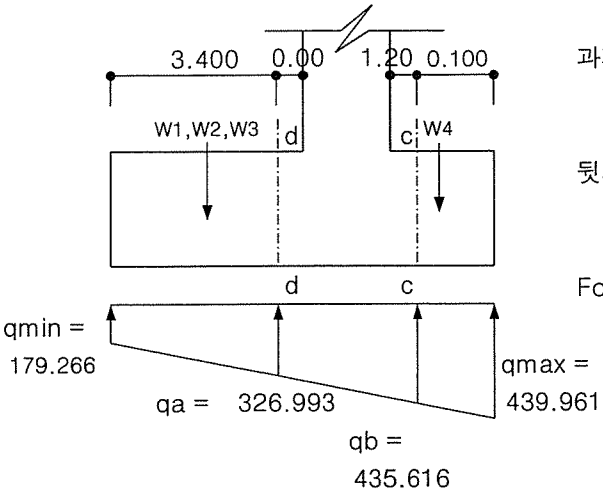
Mb = 383.477 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 439.961 - 383.477 ) × $1.300^2$ × ⅔
- 53.827 × 0.650
= 320.870 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = ( 365.500 + 945.880 + 140.777 ) × 1.700 - ( 179.266 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 326.993 - 179.266 ) × $3.400^2$ × ⅓
= 1147.889 kN.m/m

4) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 기초 상부 인장시 유효높이(d)를 고려하지 않으며,
  기초 하부인장시 유효높이(d)를 고려하여 산정한다.




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.100 × 1.300
= 4.141 kN/m

• 앞 굽

Vc = ½ × ( 435.616 + 439.961 ) × 0.100 - 4.141
= 39.638 kN/m

• 뒷 굽

Vd = 365.500 + 945.880 + 140.777 - ½ × ( 179.266 + 326.993 ) × 3.400
= 591.517 kN/m

(2) CASE - 2

- 상 시 : 부모멘트 최대

| 구 분 | 하중계수 | N (kN) | H (kN) | "o"점까지 거리 (m) | M (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 합성전 반력 | | -586.387 | | 4.050 | -2374.865 |
| | | | -53.839 | 1.300 | -69.991 |
| | | | | | -211.828 |
| COMB 7 | | 866.756 | | 4.050 | 3510.362 |
| | | | -178.934 | 1.300 | -232.614 |
| | | | | | -1460.980 |
| FOOTING자중 | 1.35 | 257.985 | | 3.000 | 773.955 |
| 뒷채움 흙 | 1.35 | 982.260 | | 1.700 | 1669.842 |
| 과재 하중 | 1.85 | 314.500 | | 1.700 | 534.650 |
| Σ | | 1835.115 | -232.773 | | 2138.531 |

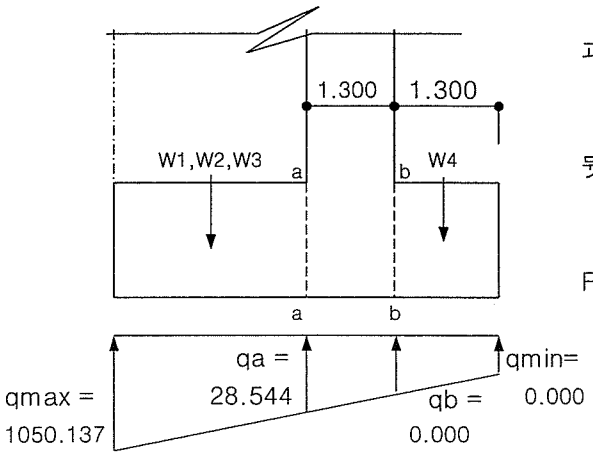
1) 지반 반력 산정 - 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 2138.531 / 1835.115 = 1.165 m
e = | 1.165 − 3.000 | = 1.835 m
x = 3 · [ B/2 − e ] = 3.495 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 1050.137 kN/m$^2$ qmin = 0.000 kN/m$^2$

2) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

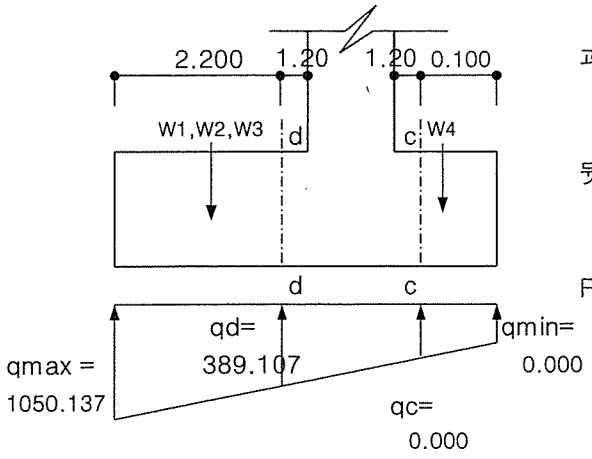
Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 0.000 - 0.000 ) × -1.21 $^2$ × ⅓
- 53.827 × 0.650
= -34.988 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = ( 365.500 + 945.880 + 140.777 ) × 1.700 - ( 28.544 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 1050.137 - 28.544 ) × 3.400 $^2$ × ⅔
= -1649.354 kN.m/m

3) 전단력 산정

- 전단검토시 위험단면은 기초 상부 인장시 유효높이(d)를 고려하지 않으며,
  기초 하부인장시 유효높이(d)를 고려하여 산정한다.




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.100 × 1.300
= 4.141 kN/m

• 앞 굽

Vc = ½ × ( 0.000 + 0.000 ) × 0.100 - 4.141
= -4.141 kN/m

• 뒷 굽

Vd = 365.500 + 945.880 + 140.777 - ½ × ( 1050.137 + 389.107 ) × 2.200
= -131.011 kN/m

(3) CASE - 3

- 상 시 : 축력 최대

| 구 분 | 하중계수 | N (kN) | H (kN) | "o"점까지 거리 (m) | M (kN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 합성전 반력 | | -586.387 | | 4.050 | -2374.865 |
| | | | -53.839 | 1.300 | -69.991 |
| | | | | | -211.828 |
| COMB 16 | | 889.322 | | 4.050 | 3601.754 |
| | | | 645.713 | 1.300 | 839.427 |
| | | | | | 1591.542 |
| FOOTING자중 | 1.35 | 257.985 | | 3.000 | 773.955 |
| 뒷채움 흙 | 1.35 | 982.260 | | 1.700 | 1669.842 |
| 과재 하중 | 1.85 | 314.500 | | 1.700 | 534.650 |
| Σ | | 1857.680 | 591.874 | | 6354.486 |

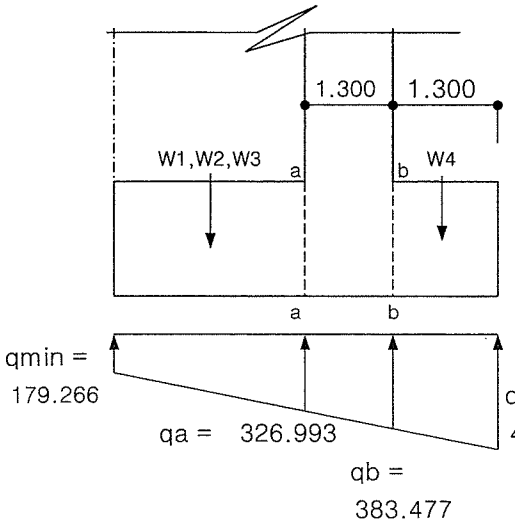
1) 지반 반력 산정 - 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 6354.486 / 1857.680 = 3.421 m
e = | 3.421 − 3.000 | = 0.421 m
x = 3 · [ B/2 − e ] = 7.737 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

$q = ( N / B ) \times ( 1 \pm 6e / B )$

$q_{max}$ = 439.961 kN/m$^2$ $q_{min}$ = 179.266 kN/m$^2$

2) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 3.400
= 365.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 945.880 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 140.777 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 53.827 kN/m

• 앞 굽

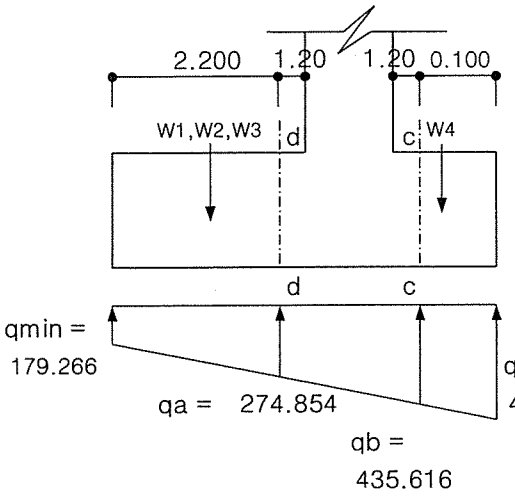
Mb = 383.477 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 439.961 - 383.477 ) × 1.300 $^2$ × ⅔
- 53.827 × 0.650
= 320.870 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = ( 365.500 + 945.880 + 140.777 ) × 1.700 - ( 179.266 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 326.993 - 179.266 ) × 3.400 $^2$ × ⅓
= 1147.889 kN.m/m

3) 전단력 산정

– 전단검토시 위험단면은 기초 상부 인장시 유효높이(d)를 고려하지 않으며,
기초 하부인장시 유효높이(d)를 고려하여 산정한다.




과재하중 : W1 = 2.15 × 50.0 × 2.200
= 236.500 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.3 × 20.0 × 2.200 × 10.700
= 612.040 kN/m

Footing자중 W3 = 1.3 × 24.5 × 2.200 × 1.300
= 91.091 kN/m

W4 = 1.3 × 24.5 × 0.100 × 1.300
= 4.141 kN/m

• 앞 굽

Vc = ½ × ( 435.616 + 439.961 ) × 0.100 - 4.141
= 39.638 kN/m

• 뒷 굽

Vd = 236.500 + 612.040 + 91.091 - ½ × ( 179.266 + 274.854 ) × 2.200
= 440.099 kN/m

## 9-6. 교대2 기초 설계(사용하중)

9. 기초 안정검토 (3) 부재력의 합성'의 합성 부재력 참조

(1) CASE - 1 : 모멘트 최대시

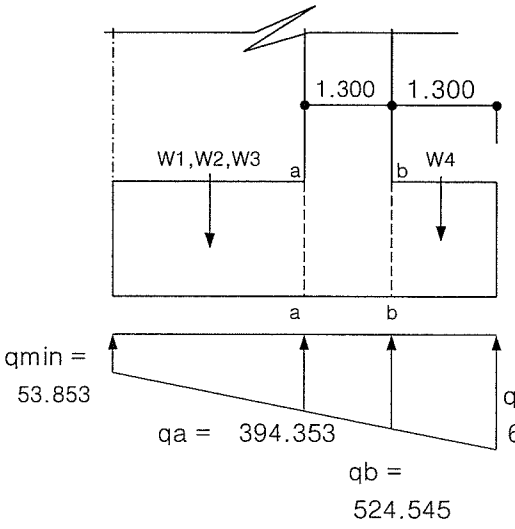
1) 지반 반력 산정 - 상시와 지진시중 가장 불리한 측으로 설계

d = 8179.133 / 2125.767 = 3.848 m : Load case 21
e = | 3.848 - 3.000 | = 0.848 m
x = 3 · [ B/2 - e ] = 6.456 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x > B 이므로 사다리꼴 분포

q = ( N / B) × ( 1 ± 6e / B )

qmax = 654.736 kN/m$^2$ qmin = 53.853 kN/m$^2$

2) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 1.00 × 50.0 × 3.400
= 170.000 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.0 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 727.600 kN/m

Footing자중 W3 = 1.0 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 108.290 kN/m

W4 = 1.0 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 41.405 kN/m

• 앞 굽

Mb = 524.545 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 654.736 - 524.545 ) × 1.300 $^2$ × ⅔
- 41.405 × 0.650
= 489.668 kN.m/m

• 뒷 굽

Ma = ( 170.000 + 727.600 + 108.290 ) × 1.700 - ( 53.853 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 394.353 - 53.853 ) × 3.400 $^2$ × ⅓
= 742.713 kN.m/m

(2) CASE - 2 : 축력 최대시

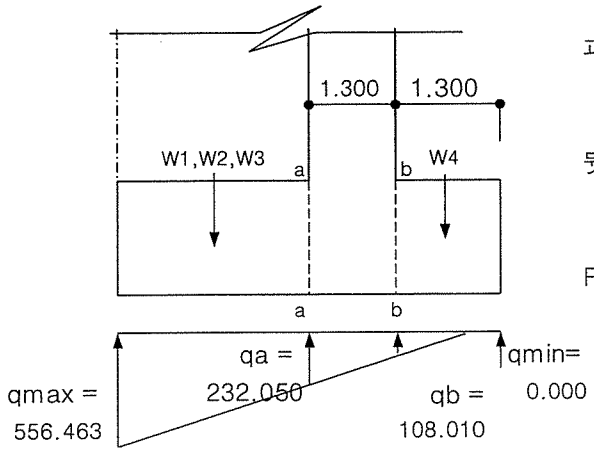
1) 지반 반력 산정

d = 3154.713 / 1622.646 = 1.944 m : Load case 50
e = | 1.944 - 3.000 | = 1.056 m
x = 3 · [ B/2 - e ] = 5.832 m → x : 저면반력의 작용폭
여기서, x < B 이므로 삼각형 분포

q = 2V / L · x

qmax = 556.463 kN/m$^2$ qmin = 0.000 kN/m$^2$

2) 모멘트 산정




과재하중 : W1 = 1.00 × 50.0 × 3.400
= 170.000 kN/m

뒷채움토사 : W2 = 1.0 × 20.0 × 3.400 × 10.700
= 727.600 kN/m

Footing자중 W3 = 1.0 × 24.5 × 3.400 × 1.300
= 108.290 kN/m

W4 = 1.0 × 24.5 × 1.300 × 1.300
= 41.405 kN/m

• 앞 굽
Mb = 0.000 × 1.300 × 0.650 + ½ × ( 108.010 - 0.000 ) × 1.13 $^2$ × ⅓
- 41.405 × 0.650
= -3.845 kN.m/m

• 뒷 굽
Ma = ( 170.000 + 727.600 + 108.290 ) × 1.700 - ( 232.050 × 3.400 × 1.700 )
- ½ × ( 556.463 - 232.050 ) × 3.400 $^2$ × ⅔
= -768.801 kN.m/m

[ 기초 설계 부재력 ]

| 구 분 | | 계수하중 모멘트(kN.m) | 계수하중 전단력(kN) | 사용하중 모멘트(kN.m) | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|
| 앞굽 적용 부재력 | 상면인장 | - | - | - | |
| | 하면인장 | 320.870 | 39.638 | 489.668 | |
| 뒷굽 적용 부재력 | 상면인장 | 1147.889 | 591.517 | 742.713 | |
| | 하면인장 | -1649.354 | -131.011 | -768.801 | |

## 9-7. 단면검토

### (1) 교대 앞굽 하면

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 320.87 | kN-m | Vu | 39.64 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1300 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 1200 | mm | dc | 100 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.80

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H29 | 125 | 1 | 5139.20 | O.K | |
| TOTAL | | | | 5139.20 | $mm^2$ | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 80.615 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03433 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.9 x 5139.2 x 400 x ( 1200 - 80.615 / 2 ) / 1000000

= 2145.56 kN -m > Mu = 320.87 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 746.19 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (746.19 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 11.055 mm

puse = As / ( B x D ) = 0.004

pmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1200 = 4200.00 $mm^2$

As2 = = 4/3 x 746.19 = 994.92 $mm^2$

Asreq = 994.92 $mm^2$

∴ puse > pmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.80 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 1200 / 1000

= 876.36 kN > Vu = 39.64 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

Mo = 489.67 kN-m

n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00428

k = $-n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$ = 0.217

j = 0.928

x = k x d = 260.4 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 489.668 x 1000000 / ( 1000 x 260.4 x ( 1200 - 260.4 / 3 ))

= 3.378 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 489.668 x 1000000 / ( 5139.2 x ( 1200 - 260.4 / 3 ))

= 85.592 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 85.592 x ( 1300 - 100 - 260.4 ) / ( 1200 - 260.4 )

= 85.592 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 706.31 mm

여기서 Cc = 100 - 14.5 = 85.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 706.31 mm ∴ O.K

(2) 교대 뒷굽 상면

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 1147.89 | kN-m | Vu | 591.52 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1300 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 1200 | mm | dc | 100 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.80

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H25 | 125 | 1 | 4053.60 | O.K | |
| TOTAL | | | | 4053.60 | $mm^2$ | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 63.586 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.04433 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.9 x 4053.6 x 400 x ( 1200 - 63.586 / 2 ) / 1000000

= 1704.76 kN -m > Mu = 1147.89 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 2702.18 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (2,702.18 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 40.032 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.003

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1200 = 4200.00 $mm^2$

As2 = = 4/3 x 2702.18 = 3602.91 $mm^2$

Asreq = 3602.91 $mm^2$

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1200 / 1000$

$= 876.36\ kN > Vu = 591.52\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

$Mo = 742.71\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00338$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.195$

$j = 0.935$

$x = k \times d = 234\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d-x/3))$

$= 2 \times 742.713 \times 1000000 / ( 1000 \times 234 \times ( 1200 - 234 / 3 ))$

$= 5.658\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d-x/3))$

$= 742.713 \times 1000000 / ( 4053.6 \times ( 1200 - 234 / 3 ))$

$= 163.300\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x )/(d-x)$

$= 163.300 \times ( 1300 - 100 - 234 ) / ( 1200 - 234 )$

$= 163.3\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ ,\ 300\ (210/fst) = 263.49\ mm$

여기서 $Cc = 100 - 12.5 = 87.5\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 263.49 mm ∴ O.K

(3) 교대 뒷굽 하면

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 1649.35 | kN-m | Vu | 131.01 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1300 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 1200 | mm | dc | 100 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.90 Φv = 0.80

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 철근직경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H29 | 125 | 1 | 5139.20 | O.K | |
| TOTAL | | | | 5139.20 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) = 80.615 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H - a/β1-dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03433 > 0.004 (휨부재 최소허용변형률) ∴ O.K. 휨부재임

인장지배구간 ===> Φf = 0.90 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d - a/2 )

= 0.9 x 5139.2 x 400 x ( 1200 - 80.615 / 2 ) / 1000000

= 2145.56 kN -m > Mu = 1649.35 kN -m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0148 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d-a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 3912.34 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (3,912.34 x 400 ) / (0.9 x 30 x 1000)

= 57.961 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.004

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy) = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 1200 = 4200.00 $mm^2$

As2 = = 4/3 x 3912.34 = 5216.45 $mm^2$

Asreq = 4200.00 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE0이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1200 / 1000$

$= 876.36\ kN > Vu = 131.01\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

$Mo = 768.80\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27515 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00428$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.217$

$j = 0.928$

$x = k \times d = 260.4\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d-x/3))$

$= 2 \times 768.801 \times 1000000 / ( 1000 \times 260.4 \times ( 1200 - 260.4 / 3 ))$

$= 5.304\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d-x/3))$

$= 768.801 \times 1000000 / ( 5139.2 \times ( 1200 - 260.4 / 3 ))$

$= 134.383\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x\ )/(d-x)$

$= 134.383 \times ( 1300 - 100 - 260.4 ) / ( 1200 - 260.4 )$

$= 134.383\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ ,\ 300\ (210/fst) = 372.26\ mm$

여기서 $Cc = 100 - 14.5 = 85.5\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 372.26 mm ∴ O.K

## 9-8. 기초 배력철근 검토

• 교대부 앞굽

• 0.0015 h s [철도설계기준(노반편), p.10-35]

h : 부재두께, 최대 120cm s : 온도 · 수축철근의 간격

필요 철근 량 : $0.0015 \cdot h \cdot s = 0.0015 \times 120 \times 30 = 5.400 \ cm^2$

• 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [철도설계기준(노반편), p.10-34]

단면적 대비 0.0020 이상

필요 철근 량 : $0.0020 \cdot B \cdot T = 0.0020 \times 100 \times 130 = 26.000 \ cm^2$

• 단위 m당 18.00 $cm^2$ 보다 크게 취할 필요 없음 [철도설계기준(노반편), p.10-35]

필요 철근 량 : $18.000 \ cm^2$

∴ USE As

압축부 : H 16 @ 300 = 6.620 $cm^2$ ( 3.33 ea/m )

인장부 : H 16 @ 150 = 13.240 $cm^2$ ( 6.67 ea/m )

계 = 19.860 $cm^2$ > 18.000 $cm^2$ ∴ O.K

• 교대부 뒷굽

• 0.0015 h s [철도설계기준(노반편), p.10-35]

h : 부재두께, 최대 120cm s : 온도 · 수축철근의 간격

필요 철근 량 : $0.0015 \cdot h \cdot s = 0.0015 \times 120 \times 15 = 2.700 \ cm^2$

• 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [철도설계기준(노반편), p.10-34]

단면적 대비 0.0020 이상

필요 철근 량 : $0.0020 \cdot B \cdot T = 0.0020 \times 100 \times 130 = 26.000 \ cm^2$

• 단위 m당 18.00 $cm^2$ 보다 크게 취할 필요 없음 [철도설계기준(노반편), p.10-35]

필요 철근 량 : $18.000 \ cm^2$

∴ USE As

압축부 : H 16 @ 150 = 13.240 $cm^2$ ( 6.67 ea/m )

인장부 : H 16 @ 150 = 13.240 $cm^2$ ( 6.67 ea/m )

계 = 26.480 $cm^2$ > 18.000 $cm^2$ ∴ O.K

# 10 . 활하중에 의한 처짐 검토

## 10.1 주행안전성 검토

- 주행안전성 허용 처짐량 산정

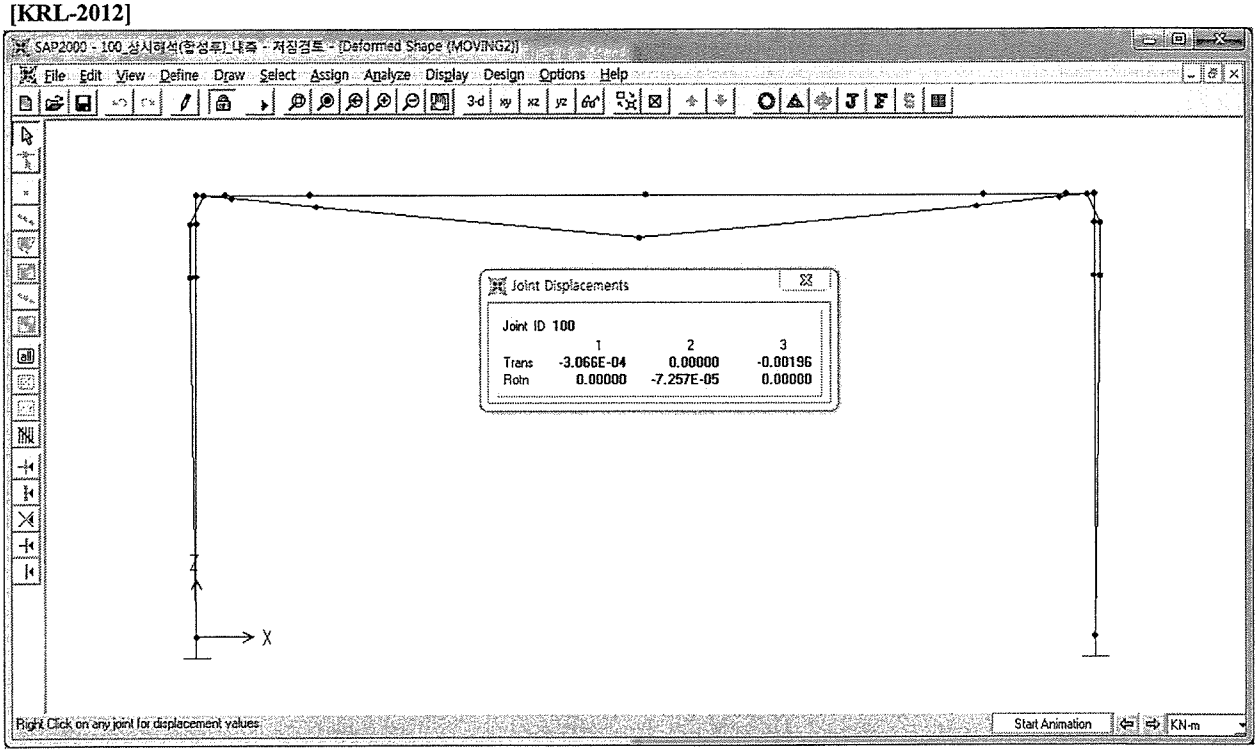
경간 : L = 20.000 m

f = 1/600 × L = 0.033 m = 33.333 mm

- 복선재하 최대 활하중 처짐량 (충격포함)

최대값 : 1.960 mm < 33.333 mm O.K

**[KRL-2012]**



## 10.2 승차감 검토

- 승차감 허용 처짐량 산정

경간 : L = 20.000 m

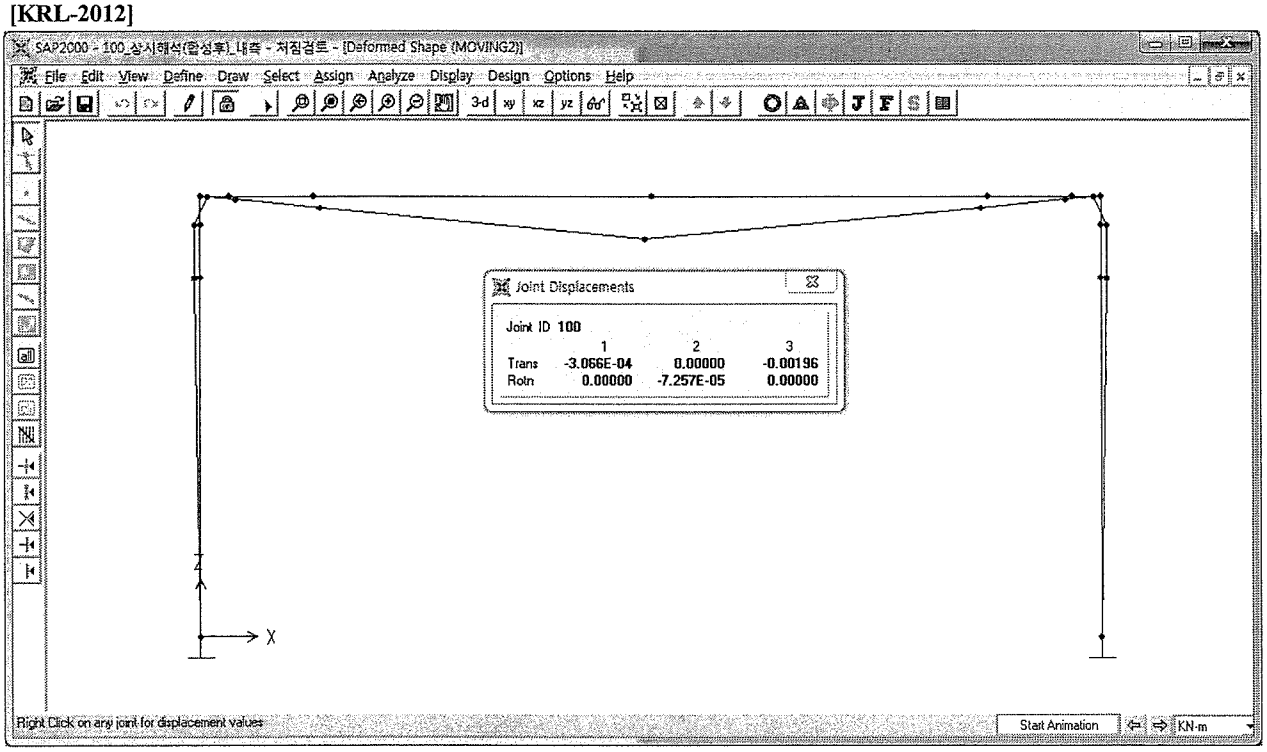
f = 1/1200 × L = 0.017 m = 16.667 mm

: 설계속도 200 km/h 이하 - L/1200

- 복선재하 최대 활하중 처짐량 (충격포함)

최대값 : 1.960 mm < 16.667 mm O.K

**[KRL-2012]**



# 11 . 합성거더 단면검토(외측)

## 11 . 1 재료특성 및 단면특성

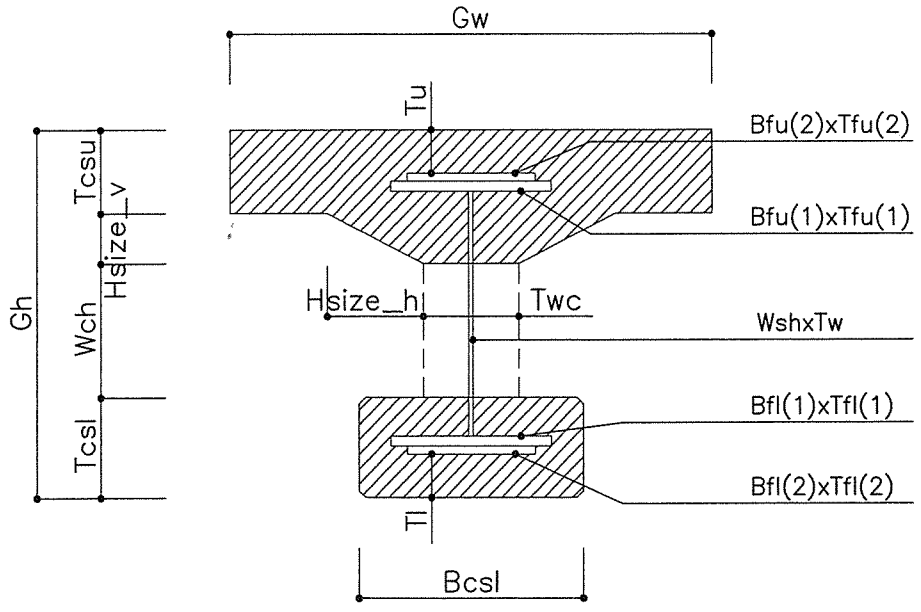
### 1) 재료특성

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 강재의 탄성계수 | : Es | = | 205000.00 | MPa |
| 강재의 항복강도 | : fsy | = | 355.00 | MPa |
| 강재의 단위질량 | : Ws | = | 77.00 | kN/㎥ |
| 하부 플랜지 콘크리트의 설계기준강도 | : fck | = | 45.00 | MPa |
| 바닥판 콘크리트의 설계기준강도 | : fck' | = | 30.00 | MPa |
| 복부 콘크리트의 설계기준강도 | : fck' | = | 30.00 | MPa |
| 철근콘크리트 단위질량 | : Wc | = | 24.50 | kN/㎥ |
| 콘크리트의 초기 크리프 계수 | : $\phi i$ | = | 0.50 | |
| 콘크리트의 최종 크리프 계수 | : $\phi c$ | = | 2.00 | |
| 콘크리트의 초기 건조수축률 | : $\varepsilon i$ | = | 0.0000075 | |
| 콘크리트의 최종 건조수축률 | : $\varepsilon c$ | = | 0.00018 | |

### 2) 단면특성

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 교 폭 (B) | : 1.450 + 4 @ 2.000 + 1.450 | = | 10.900 | m |
| 거더길이 (L) | : 합성거더길이 | = | 18.000 | m |
| 계산지간 (L') | : | = | 16.000 | m |
| 빔 설계 | : | 등단면 사용 | 삼각헌치 사용 | |

- 단면치수(단위:mm)



(1) 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1300 mm ]

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 슬래브 | GW | : | 2450.00 | 복부 | TWC | : | 300.00 |
| | TCSU | : | 280.00 | | WCH | : | 570.00 |
| 헌치 | HSIZE_V | : | 150.00 | 하부 케이싱 | BCSL | : | 700.00 |
| | HSIZE_H | : | 300.00 | | TCSL | : | 300.00 |

(2) 강형 단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | BFL(1) | : | 500.00 |
| | BFU(2) | : | 400.00 | | BFL(2) | : | 400.00 |
| | TFU(1) | : | 20.00 | | TFL(1) | : | 20.00 |
| | TFU(2) | : | 20.00 | | TFL(2) | : | 20.00 |
| 복부 | TW | : | 15.00 | 덮개 | TU | : | 140.00 |
| | WSH | : | 940.00 | | TL | : | 140.00 |

* 바닥판 유효폭

(1) 켄틸레버 구간

$$b1 = a' - \frac{TWC}{2} - HSIZE_V = 1450.0 - \frac{300.00}{2} - 150.00 = 1150.00 \text{ mm}$$

$$\ell = 1.00 \times L = 1.00 \times 16000.0 = 16000.00 \text{ mm}$$

$$b1/\ell = 0.0719 \quad \text{☞} \quad 0.05 < b1/\ell < 0.3$$

$$be1 = (1.1 - 2 \times (b1 / \ell)) \times b1 = 1099.69 \text{ mm}$$

(2) 외측경간 구간

$$b2 = \frac{a - TWC - 2\times HSIZE_V}{2} = \frac{2000.0 - 300.00 - 2 \times 150.00}{2} = 700.00 \text{ mm}$$

$$\ell = 1.00 \times L = 1.00 \times 16000.0 = 16000.00 \text{ mm}$$

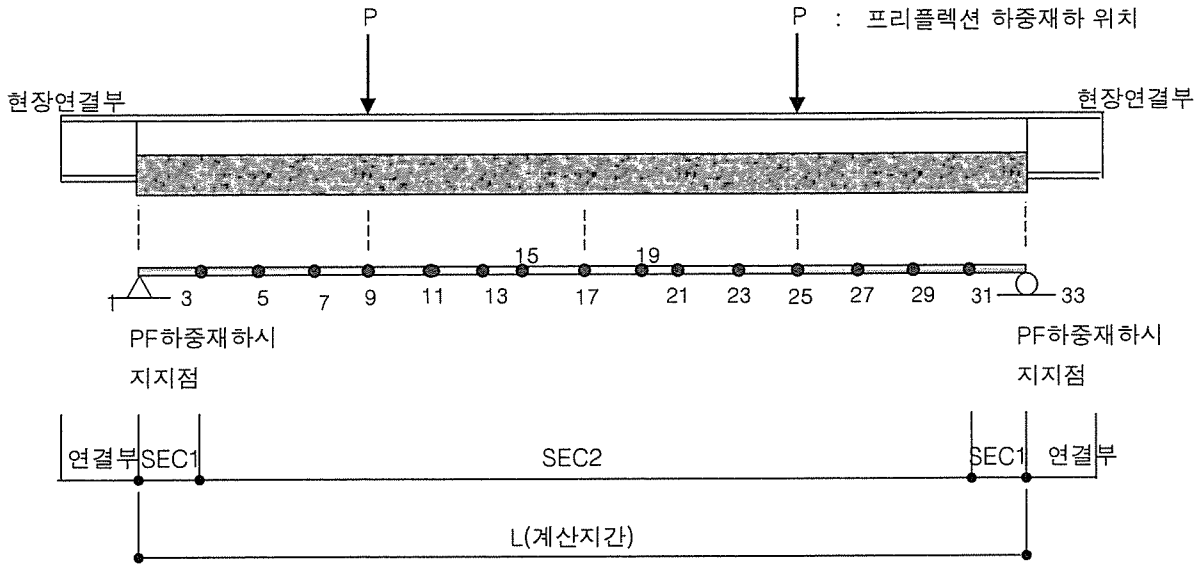
$$b2/\ell = 0.0438 \quad \text{☞} \quad b2/\ell \leq 0.05$$

$$be2 = b2 = 700.00 \text{ mm}$$

∴ 외측거더 유효폭

$$GW = be1 + be2 + TWC + 2 \times HSIZE_V$$
$$= 1150.0 + 700.00 + 300.00 + 2 \times 150.00 = 2450.00 \text{ mm}$$

3) 프리플렉션 하중위치및 하중비




제1 프리플렉션 하중위치 : NPOI1 = 9
제2 프리플렉션 하중위치 : NPOI2 = 25
프리프렉션 하중비 : RATIO_PF = 0.900

4) 합성거더의 해석단계

STEP 1 : 정모멘트 거더의 프리플렉션 하중 도입

STEP 2 : 정모멘트 거더의 프리플렉션 하중 릴리즈

STEP 3 : 정모멘트 거더의 강재 및 하부케이싱 콘크리트의 자중

STEP 4 : 정모멘트 거더의 하부 케이싱 콘크리트의 초기 크리프

STEP 5 : 정모멘트 거더의 하부 케이싱 콘크리트의 초기 건조수축

STEP 6 : 합성전 하중

STEP 7 : 합성후 하중

STEP 8 : 하부 케이싱 콘크리트의 최종 크리프

STEP 9 : 바닥판 콘크리트의 초기 크리프

STEP 1( : 하부 케이싱 콘크리트의 최종 건조수축

STEP 1· : 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축

5) 각 부재의 허용응력 및 물리상수

| 구분 / 부재 | 허용응력의 종류 | 하중상태 | 적요 | 수치 |
|---|---|---|---|---|
| 하부 케이싱 콘크리트 | 인장 | RELEASE 직후 | 0.50 √fci | 3.18 MPa |
| | | 설계하중 | 0.50 √fck | 3.35 MPa |
| | | 균열발생 하중 | 0.63 √fck | 4.23 MPa |
| | 압축 | RELEASE 직후 | 0.60 fci | 24.30 MPa |
| | | 설계하중 | 0.40 fck | 18.00 MPa |
| 강 형 | 인장 | PREFLEXION 시 | 0.80 fsy | 284.00 MPa |
| | | 설계하중 | 판두께 40 이하 | 215.00 MPa |
| | 압축 | PREFLEXION 시 | 0.90 fsy | 319.50 MPa |
| | | 설계하중 | 판두께 40 이하 | 215.00 MPa |
| | 전단 | PREFLEXION 하중 및 설계하중 | SM 520B | 120.00 MPa |
| | | | SM 570 | 155.00 MPa |
| | 지압 | PREFLEXION 하중 및 설계하중 | SM 520B | 320.00 MPa |
| | | | SM 570 | 405.00 MPa |
| 바닥판 콘크리트 | 인장 | 설계하중 | 0.07 fck' ≤ 25.0 MPa | 2.10 MPa |
| | 압축 | 설계하중 | 0.4 fck' | 12.00 MPa |
| 바닥판 철근 | 인장 | 설계하중 | SD 40 | 160.00 MPa |
| | 압축 | 설계하중 | SD 40 | 160.00 MPa |

· 전단보강이 있는 부재의 최대 허용 전단력 : $\tau c = 1.10 \sqrt{fck}$

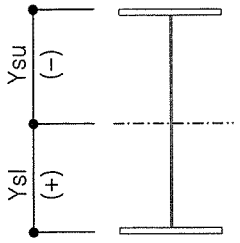
· fck = 45 : 7.4 MPa (하부케이싱 콘크리트)
· fck' = 30 : 6.0 MPa (바닥판 콘크리트)

※ 상기의 사항은 PREFLEX 합성형 표준 시방서(안) 및 철도교설계기준에 준함

## 11 . 2 주형의 단면특성

### 11 . 2. 1 단면(1)

1) 강형의 단면특성 - STEP 1




| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U1.flg | 500.0 | 20.0 | 10000.0 | -480.0 | -4800000.0 | 2304000000.0 | 333333.3 |
| Web | 15.0 | 940.0 | 14100.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1038230000.0 |
| L1.flg | 500.0 | 20.0 | 10000.0 | 480.0 | 4800000.0 | 2304000000.0 | 333333.3 |
| 계 | | | 34100.0 | | 0.0 | 4608000000.0 | 1038896666.7 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{34100.0} =$ 0.0 mm  Hs = 980 mm (강형전체높이)

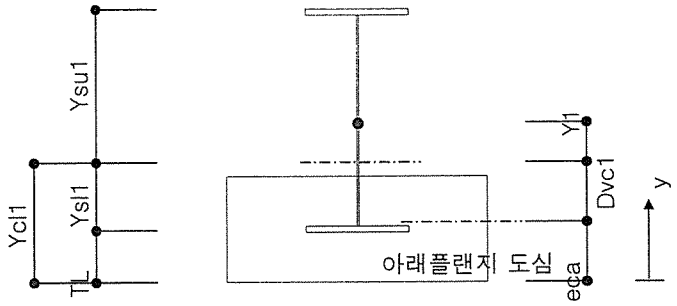
As : (강형의 단면적) = 34100.0 $mm^2$

Ysu = -Hs/2 - es = -490.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 490.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 5646896666.7 $mm^4$

2) PREFLEX 주형의 단면특성(강형 + 아래플랜지 콘크리트)




(1) 합성전 사하중 작용시 - STEP 2,3

$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times ( 0.9 \times 45.0 + 8 ) \wedge (1/3)} \fallingdotseq$ 6.6  TL = 160 mm

| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CASING | 700.0 | 300.0 | 210000.0 | 150.0 | 31500000.0 | 4725000000.0 | 1575000000.0 |
| Web | 15.0 | 120.0 | -1800.0 | 240.0 | -432000.0 | -103680000.0 | -2160000.0 |
| L1.flg | 500.0 | 20.0 | -10000.0 | 170.0 | -1700000.0 | -289000000.0 | -333333.3 |
| 계 | | | 198200.0 | | 29368000.0 | 4332320000.0 | 1572506666.7 |

$$eca = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{29368000.0}{198200.0} = 148.2 \text{ mm} \qquad Hs = 980 \text{ mm}$$

(강형전체높이)

Aca : (하부 케이싱 단면적) = 198200.0 $mm^2$

Av1 : (환산 단면적) = 64046.5 $mm^2$

Ica = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times eca^2$ = 1553265496.1 $mm^4$

Y1 = $-\{As \times (Ysl + TL) + Aca \times eca/nca\} / Av1 + (Ysl + TL)$ = 234.6 mm

Ysu1 = Ysu − Y1 = −724.6 mm

Ysl1 = Hs + Ysu1 = 255.4 mm

Ycu1 = Ycl1 − TCSL = 115.4 mm

Ycl1 = Ysl1 + TL = 415.4 mm

Dvc1 = Ycl1 −eca = 267.2 mm

Iv1 = $Is + As \times Y1^2 + (Ica + Aca \times Dvc1^2) / nca$ = 9896829458.4 $mm^4$

(2) 합성전 사하중 작용시

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.4$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Av1 | = | 64945.4 $mm^2$ | Ysu1 | = | −728.3 mm |
| Y1 | = | 238.3 mm | Ysl1 | = | 251.7 mm |
| Dvc1 | = | 263.5 mm | Ycu1 | = | 111.7 mm |
| Iv1 | = | 9967158542.6 $mm^4$ | Ycl1 | = | 411.7 mm |

(3) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 고려시 − STEP 4

$$ncr = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.6 \left(1 + \frac{0.50}{2}\right) \fallingdotseq 8.3$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avc1 | = | 58057.2 $mm^2$ | Ysuc1 | = | −697.1 mm |
| Yc1 | = | 207.1 mm | Yslc1 | = | 282.9 mm |
| Dvcc1 | = | 294.7 mm | Ycuc1 | = | 142.9 mm |
| Ivc1 | = | 9378219787.7 $mm^4$ | Yclc1 | = | 442.9 mm |

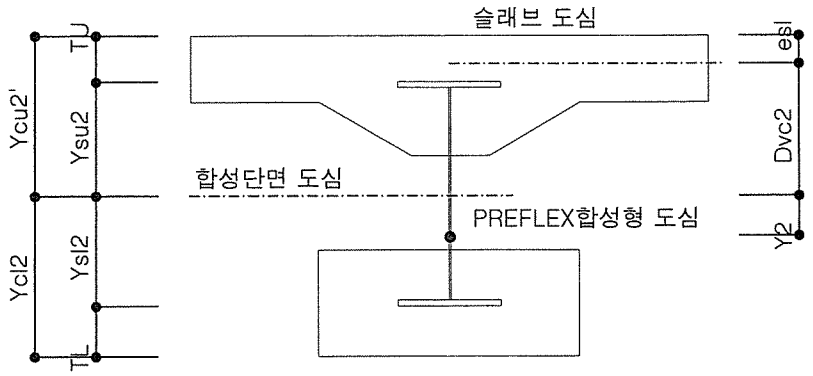
(4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 고려시 − STEP 5

$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 0.50 = 1.0$

$$nsh = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 6.6 \left(1 + \frac{1.0}{2}\right) \fallingdotseq 9.9$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avs1 | = | 54064.3 $mm^2$ | Ysus1 | = | −675.3 mm |
| Ys1 | = | 185.3 mm | Ysls1 | = | 304.7 mm |
| Dvcs1 | = | 316.5 mm | Ycus1 | = | 164.7 mm |
| Ivs1 | = | 8974421856.3 $mm^4$ | Ycls1 | = | 464.7 mm |

### 3) PREFLEX 합성형 단면특성(PREFLEX GIRDER + DECK SLAB)




(1) 슬래브 합성후 - STEP 6

$$nsl = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 30.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 7.2$$

TU = 160 mm
TL = 160 mm

| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SLAB | 2450.0 | 280.0 | 686000.0 | 140.0 | 96040000.0 | 13445600000.0 | 4481866666.7 |
| HUNCH(1) | 300.0 | 150.0 | 45000.0 | 330.0 | 14850000.0 | 4900500000.0 | 56250000.0 |
| HUNCH(2) | 300.0 | 150.0 | 45000.0 | 355.0 | 15975000.0 | 5671125000.0 | 84375000.0 |
| U1.FLG | 500.0 | 20.0 | -10000.0 | 170.0 | -1700000.0 | -289000000.0 | -333333.3 |
| Web | 15.0 | 250.0 | -3750.0 | 305.0 | -1143750.0 | -348843750.0 | -19531250.0 |
| 계 | | | 762250.0 | | 124021250.0 | 23379381250.0 | 4602627083.3 |

$$esl = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{124021250.0}{762250.0} = 162.7 \text{ mm}$$

Hs = 980 mm
(강형전체높이)

Asl : (슬래브 + 헌치 단면적) = 762250.0 $mm^2$
Av2 : (환산 단면적) = 171120.0 $mm^2$

$Isl = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times esl^2 = 7803234372.6 \text{ mm}^4$

$Y2 = \{Av1 \times (-Ysu1 + TU) + Asl \times esl/nsl\} / Av2 - (-Ysu1 + TU) = -450.2 \text{ mm}$

Ysu2 = Ysu1 - Y2 = -278.1 mm
Ysl2 = Hs + Ysu2 = 701.9 mm

Ycu2 = Ycl2 - TCSL = 561.9 mm
Ycl2 = Ysl2 + TL = 861.9 mm

Ycu2' = Ysu2 - TU = -438.1 mm
Ycl2' = Ycu2' + TCSU = -158.1 mm

Dvc2 = Ycu2' + esl = -275.4 mm

$Iv2 = Iv1 + Av1 \times Y2^2 + (Isl + Asl \times Dvc2^2) / nsl = 32272110192.9 \text{ mm}^4$

(2) 슬래브 크리프 고려시 - STEP 8

$$ncr2 = n \times \left( 1 + \frac{\Phi 1}{2} \right) = 7.2 \left( 1 + \frac{2.0}{2} \right) \fallingdotseq 14.4$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avc2 | = | 118032.7 $mm^2$ | Ysuc2 | = | -402.0 mm |
| Yc2 | = | -326.4 mm | Yslc2 | = | 578.0 mm |
| Dvcc2 | = | -399.3 mm | Ycuc2 | = | 438.0 mm |
| Ivc2 | = | 25891225553.7 $mm^4$ | Yclc2 | = | 738.0 mm |
| | | | Ycuc2' | = | -562.0 mm |
| | | | Yclc2' | = | -282.0 mm |

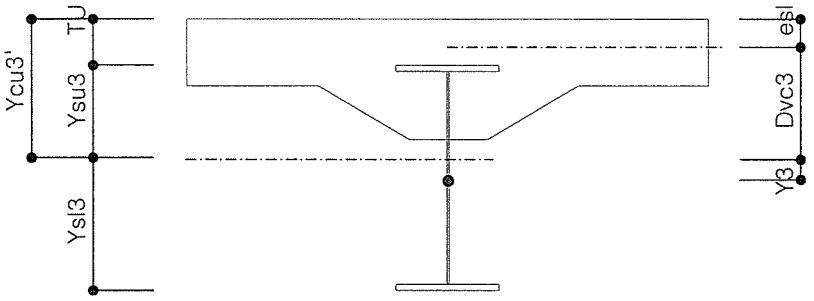
(3) 슬래브 건조수축 고려시 - STEP 10

$$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$$

$$nsh2 = n \times \left( 1 + \frac{\Phi 2}{2} \right) = 7.2 \left( 1 + \frac{4.0}{2} \right) \fallingdotseq 21.5$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avs2 | = | 100337.0 $mm^2$ | Ysus2 | = | -472.4 mm |
| Ys2 | = | -256.0 mm | Ysls2 | = | 507.6 mm |
| Dvcs2 | = | -469.7 mm | Ycus2 | = | 367.6 mm |
| Ivs2 | = | 22391586930.3 $mm^4$ | Ycls2 | = | 667.6 mm |
| | | | Ycus2' | = | -632.4 mm |
| | | | Ycls2' | = | -352.4 mm |

4) 강형 + SLAB




nsl = 7.2

Av3 = As + Asl / nsl = 140274.6 $mm^2$

Y3 = {As×(-Ysu + TU) + Asl×esl/nsl} / Av3 - (-Ysu + TU) = -368.8 mm

Ysu3 = Ysu - Y3 = -121.2 mm

Ysl3 = Hs + Ysu3 = 858.8 mm

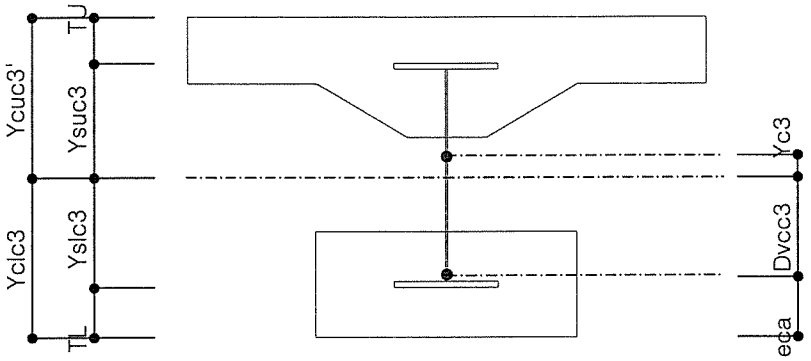
Ycu3' = Ysu3 − TU = −281.2 mm

Ycl3' = Ycu3' + TCSU = −1.2 mm

Dvc3 = Ycu3' + esl = −118.5 mm

Iv3 = Is + As×Y3² + (Isl + Asl×Dvc3²) / nsl = 12862700628.4 mm⁴

5) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 크리프 고려시 − STEP 7




nca = 6.4

$$ncr3 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 12.9$$

Avc3 = Av3 + Aca / ncr3 = 155697.3 mm²

Yc3 = Ycu3' + {(Av3×−Ycu3') + Aca×(H − eca)/ncr3} / Avc3 = 86.2 mm

Ysuc3 = Ysu3 − Yc3 = −207.4 mm

Yslc3 = Hs + Ysuc3 = 772.6 mm

Ycuc3 = Yclc3 − TCSL = 632.6 mm

Yclc3 = Yslc3 + TL = 932.6 mm

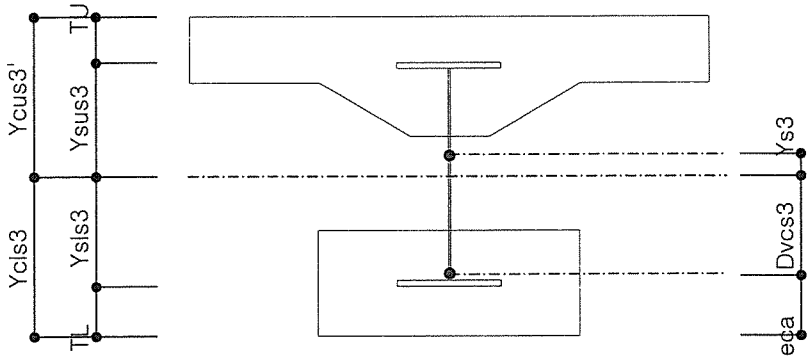
Ycuc3' = Ysuc3 − TU = −367.4 mm

Yclc3' = Ycuc3' + TCSU = −87.4 mm

Dvcc3 = Yslc3 + TL − eca = 784.4 mm

Ivc3 = Iv3 + Av3×Yc3² + (Ica + Aca×Dvcc3²) / ncr3 = 23516740022.9 mm⁴

6) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 고려시 − STEP 9




Φ2 = 2 × Φ1 = 2 × 2.0 = 4.0

$$nsh3 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 19.3$$

$Avs3 = Av3 + Aca / nsh3 = 150556.4\ mm^2$

$Ys3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/nsh3\} / Avs3 = 59.5\ mm$

$Ysus3 = Ysu3 - Ys3 = -180.6\ mm$

$Ysls3 = Hs + Ysus3 = 799.4\ mm$

$Ycus3 = Ycls3 - TCSL = 659.4\ mm$

$Ycls3 = Ysls3 + TL = 959.4\ mm$

$Ycus3' = Ysus3 - TU = -340.6\ mm$

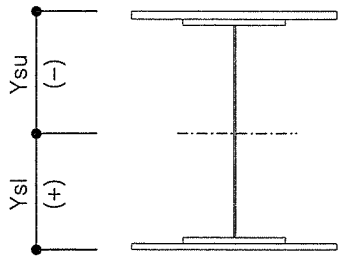
$Ycls3' = Ycus3' + TCSU = -60.6\ mm$

$Dvcs3 = Ysls3 + TL - eca = 811.2\ mm$

$Ivs3 = Iv3 + Av3 \times Ys3^2 + (Ica + Aca \times Dvcs3^2) / nsh3 = 20205171048.2\ mm^4$

## 11 . 2. 2 단면(2)

### 1) 강형의 단면특성 - STEP 1




| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 400.0 | 20.0 | 8000.0 | -500.0 | -4000000.0 | 2000000000.0 | 266666.7 |
| 1-1) 단면 | | | 34100.0 | | 0.0 | 4608000000.0 | 1038896666.7 |
| L2.flg | 400.0 | 20.0 | 8000.0 | 500.0 | 4000000.0 | 2000000000.0 | 266666.7 |
| 계 | | | 50100.0 | | 0.0 | 8608000000.0 | 1039430000.0 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{50100.0} = 0.0 \text{ mm}$$ Hs = 1020 mm (강형전체높이)

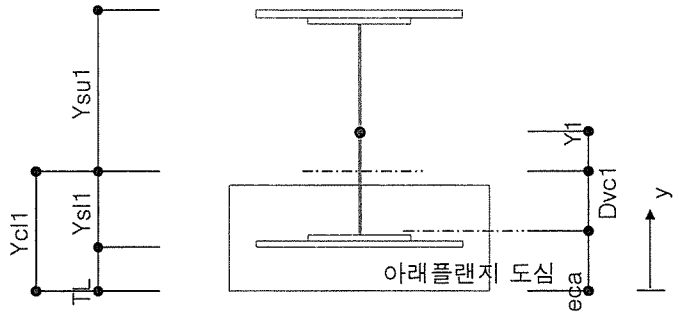
As : (강형의 단면적) = 50100.0 $mm^2$

Ysu = -Hs/2 - es = -510.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 510.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 9647430000.0 $mm^4$

### 2) PREFLEX 주형의 단면특성(강형 + 아래플랜지 콘크리트)




#### (1) 합성전 사하중 작용시 - STEP 2,3

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (0.9 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.6$$ TL = 140 mm

| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CASING | 700.0 | 300.0 | 210000.0 | 150.0 | 31500000.0 | 4725000000.0 | 1575000000.0 |
| Web | 15.0 | 120.0 | -1800.0 | 220.0 | -396000.0 | -87120000.0 | -2160000.0 |
| L2.flg | 400.0 | 20.0 | -8000.0 | 150.0 | -1200000.0 | -180000000.0 | -266666.7 |
| 계 | | | 200200.0 | | 29904000.0 | 4457880000.0 | 1572573333.3 |

$$eca = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{29904000.0}{200200.0} = 149.4 \text{ mm}$$ Hs = 1020 mm

(강형전체높이)

Aca : (하부 케이싱 단면적) = 200200.0 $mm^2$

Av1 : (환산 단면적) = 80348.7 $mm^2$

$Ica = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times eca^2$ = 1563674032.6 $mm^4$

$Y1 = -\{As \times (Ysl + TL) + Aca \times eca/nca\} / Av1 + (Ysl + TL)$ = 188.5 mm

Ysu1 = Ysu − Y1 = −698.5 mm

Ysl1 = Hs + Ysu1 = 321.5 mm

Ycu1 = Ycl1 − TCSL = 161.5 mm

Ycl1 = Ysl1 + TL = 461.5 mm

Dvc1 = Ycl1 −eca = 312.2 mm

$Iv1 = Is + As \times Y1^2 + (Ica + Aca \times Dvc1^2) / nca$ = 14610825974.8 $mm^4$

(2) 합성전 사하중 작용시

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.4$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Av1 | = | 81256.7 $mm^2$ | Ysu1 | = | −702.0 mm |
| Y1 | = | 192.0 mm | Ysl1 | = | 318.0 mm |
| Dvc1 | = | 308.7 mm | Ycu1 | = | 158.0 mm |
| Iv1 | = | 14705407247.8 $mm^4$ | Ycl1 | = | 458.0 mm |

(3) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 고려시 − STEP 4

$$ncr = n \times (1 + \frac{\Phi 1}{2}) = 6.6 \times (1 + \frac{0.50}{2}) \fallingdotseq 8.3$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avc1 | = | 74299.0 $mm^2$ | Ysuc1 | = | −673.1 mm |
| Yc1 | = | 163.1 mm | Yslc1 | = | 346.9 mm |
| Dvcc1 | = | 337.6 mm | Ycuc1 | = | 186.9 mm |
| Ivc1 | = | 13926069727.2 $mm^4$ | Yclc1 | = | 486.9 mm |

(4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 고려시 − STEP 5

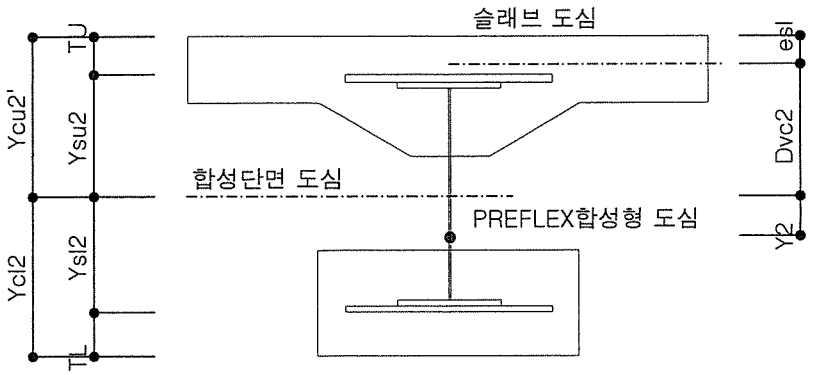
$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 0.50 = 1.0$

$$nsh = n \times (1 + \frac{\Phi 2}{2}) = 6.6 \times (1 + \frac{1.0}{2}) \fallingdotseq 9.9$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avs1 | = | 70265.8 $mm^2$ | Ysus1 | = | -653.7 mm |
| Ys1 | = | 143.7 mm | Ysls1 | = | 366.3 mm |
| Dvcs1 | = | 357.0 mm | Ycus1 | = | 206.3 mm |
| Ivs1 | = | 13408579117.4 $mm^4$ | Ycls1 | = | 506.3 mm |

### 3) PREFLEX 합성형 단면특성(PREFLEX GIRDER + DECK SLAB)

#### (1) 슬래브 합성후 - STEP 6




$$nsl = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 30.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 7.2$$

TU = 140 mm
TL = 140 mm

| | b | h | A | y | A×y | A×$y^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SLAB | 2450.0 | 280.0 | 686000.0 | 140.0 | 96040000.0 | 13445600000.0 | 4481866666.7 |
| HUNCH(1) | 300.0 | 150.0 | 45000.0 | 330.0 | 14850000.0 | 4900500000.0 | 56250000.0 |
| HUNCH(2) | 300.0 | 150.0 | 45000.0 | 355.0 | 15975000.0 | 5671125000.0 | 84375000.0 |
| U2.flg | 400.0 | 20.0 | -8000.0 | 150.0 | -1200000.0 | -180000000.0 | -266666.7 |
| Web | 15.0 | 250.0 | -3750.0 | 295.0 | -1106250.0 | -326343750.0 | -19531250.0 |
| 계 | | | 764250.0 | | 124558750.0 | 23510881250.0 | 4602693750.0 |

$$esl = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{124558750.0}{764250.0} = 163.0 \text{ mm}$$

Hs = 1020 mm
(강형전체높이)

Asl : (슬래브 + 헌치 단면적) = 764250.0 $mm^2$
Av2 : (환산 단면적) = 187709.9 $mm^2$

$Isl = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times esl^2$ = 7812780493.5 mm4

Y2 = {Av1×(-Ysu1 + TU) + Asl×esl/nsl} / Av2 - (-Ysu1 + TU) = -385.1 mm

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ysu2 | = Ysu1 - Y2 | = | -316.9 mm |
| Ysl2 | = Hs + Ysu2 | = | 703.1 mm |
| Ycu2 | = Ycl2 - TCSL | = | 543.1 mm |
| Ycl2 | = Ysl2 + TL | = | 843.1 mm |
| Ycu2' | = Ysu2 - TU | = | -456.9 mm |
| Ycl2' | = Ycu2' + TCSU | = | -176.9 mm |
| Dvc2 | = Ycu2' + esl | = | -293.9 mm |

Iv2 = Iv1 + Av1×Y2² + (Isl + Asl×Dvc2²) / nsl = 37037897154.4 mm⁴

(2) 슬래브 크리프 고려시 – STEP 8

$$ncr2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 14.4$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avc2 | = | 134483.3 mm² | Ysuc2 | = | -433.2 mm |
| Yc2 | = | -268.7 mm | Yslc2 | = | 586.8 mm |
| Dvcc2 | = | -410.2 mm | Ycuc2 | = | 426.8 mm |
| Ivc2 | = | 30075737527.6 mm⁴ | Yclc2 | = | 726.8 mm |
| | | | Ycuc2' | = | -573.2 mm |
| | | | Yclc2' | = | -293.2 mm |

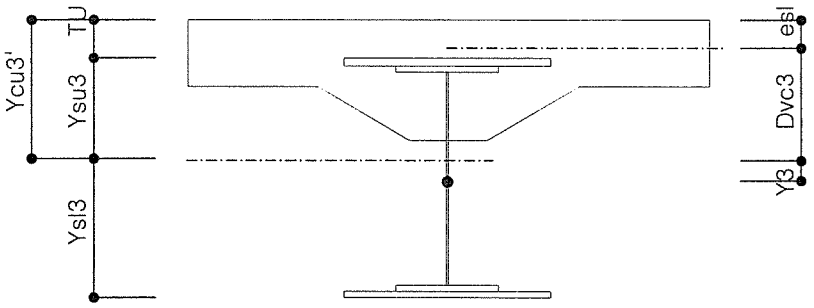
(3) 슬래브 건조수축 고려시 – STEP 10

Φ2 = 2 × Φ1 = 2 × 2.0 = 4.0

$$nsh2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 21.5$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avs2 | = | 116741.1 mm² | Ysus2 | = | -495.6 mm |
| Ys2 | = | -206.4 mm | Ysls2 | = | 524.4 mm |
| Dvcs2 | = | -472.6 mm | Ycus2 | = | 364.4 mm |
| Ivs2 | = | 26454475523.8 mm⁴ | Ycls2 | = | 664.4 mm |
| | | | Ycus2' | = | -635.6 mm |
| | | | Ycls2' | = | -355.6 mm |

4) 강형 + SLAB




nsl = 7.2

Av3 = As + Asl / nsl = 156553.2 mm²

Y3 = {As×(-Ysu + TU) + Asl×esl/nsl} / Av3 – (-Ysu + TU) = -331.2 mm

Ysu3 = Ysu – Y3 = -178.8 mm

Ysl3 = Hs + Ysu3 = 841.2 mm

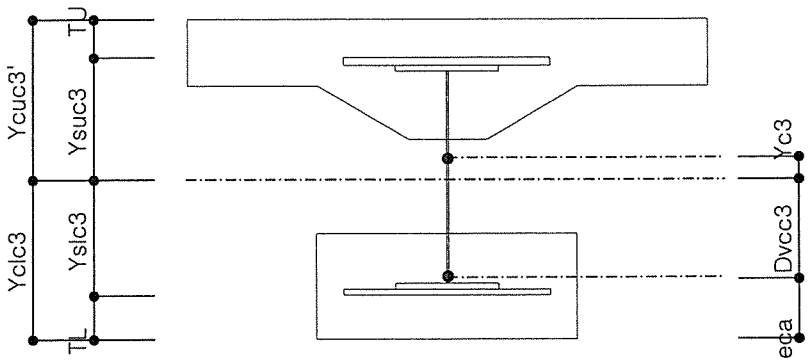
Ycu3' = Ysu3 − TU = −318.8 mm

Ycl3' = Ycu3' + TCSU = −38.8 mm

Dvc3 = Ycu3' + esl = −155.9 mm

Iv3 = Is + As×Y3$^2$ + (Isl + Asl×Dvc3$^2$) / nsl = 18815934974.7 mm$^4$

5) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 크리프 고려시 − STEP 7




nca = 6.4

$$ncr3 = n \times \left( 1 + \frac{\Phi 1}{2} \right) = 6.4 \left( 1 + \frac{2.0}{2} \right) \fallingdotseq 12.9$$

Avc3 = Av3 + Aca / ncr3 = 172131.5 mm$^2$

Yc3 = Ycu3' + {(Av3×−Ycu3') + Aca×(H − eca)/ncr3} / Avc3 = 75.3 mm

Ysuc3 = Ysu3 − Yc3 = −254.1 mm

Yslc3 = Hs + Ysuc3 = 765.9 mm

Ycuc3 = Yclc3 − TCSL = 605.9 mm

Yclc3 = Yslc3 + TL = 905.9 mm

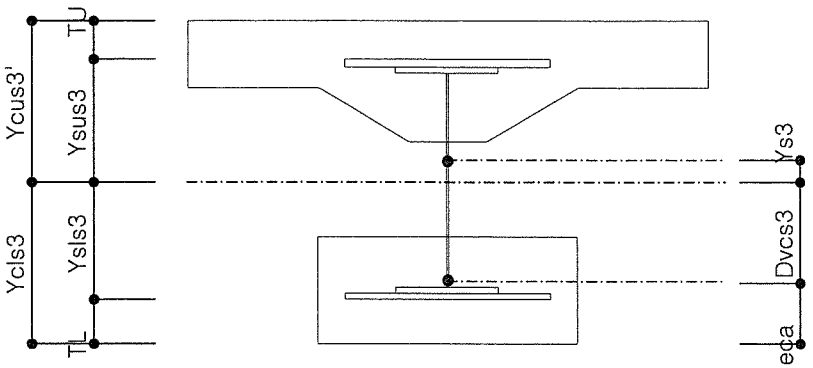
Ycuc3' = Ysuc3 − TU = −394.1 mm

Yclc3' = Ycuc3' + TCSU = −114.1 mm

Dvcc3 = Yslc3 + TL − eca = 756.5 mm

Ivc3 = Iv3 + Av3×Yc3$^2$ + (Ica + Aca×Dvcc3$^2$) / ncr3 = 28740471344.5 mm$^4$

6) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 고려시 - STEP 9




$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$

$nsh3 = n \times \left( 1 + \frac{\Phi 2}{2} \right) = 6.4 \left( 1 + \frac{4.0}{2} \right) \fallingdotseq 19.3$

$Avs3 = Av3 + Aca / nsh3 = 166938.7\ mm^2$

$Ys3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/nsh3\} / Avs3 = 51.7\ mm$

$Ysus3 = Ysu3 - Ys3 = -230.6\ mm$

$Ysls3 = Hs + Ysus3 = 789.4\ mm$

$Ycus3 = Ycls3 - TCSL = 629.4\ mm$

$Ycls3 = Ysls3 + TL = 929.4\ mm$

$Ycus3' = Ysus3 - TU = -370.6\ mm$

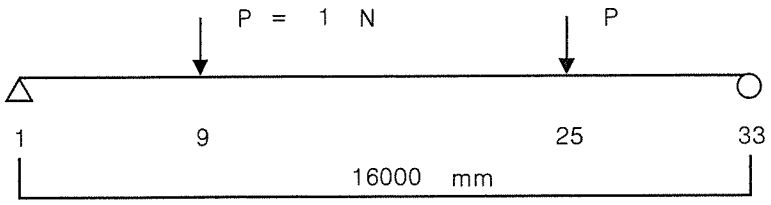
$Ycls3' = Ycus3' + TCSU = -90.6\ mm$

$Dvcs3 = Ysls3 + TL - eca = 780.0\ mm$

$Ivs3 = Iv3 + Av3 \times Ys3^2 + (Ica + Aca \times Dvcs3^2) / nsh3 = 25635577176.5\ mm^4$

## 11 . 3 거더부 응력검토

### 1) 프리플렉션 하중




fsy = 355.00 MPa

Mmax = P × X = 1.00 × 4000.00 = 4000.00 N.mm

$$fsu = \frac{Mmax}{Is} \times Ysu = \frac{4000.00}{9647430000.0} \times -510.0 = -0.0002115 \quad MPa$$

$$fsl = \frac{Mmax}{Is} \times Ysl = \frac{4000.00}{9647430000.0} \times 510.0 = 0.0002115 \quad MPa$$

$$PF1 = \frac{0.90 \times fsy}{abs(fsu)} = \frac{0.90 \times 355}{0.0002115} = 1510.96 \quad kN$$

$$PF2 = \frac{0.80 \times fsy}{abs(fsl)} = \frac{0.80 \times 355}{0.0002115} = 1343.07 \quad kN$$

☞ 0.9×fsy : 강형의 프리플렉션 재하시 주거더의 허용압축응력
0.8×fsy : 강형의 프리플렉션 재하시 주거더의 허용인장응력

PF = Min(PF1, PF2) = 1343.07 kN

적용PF = 0.90 × 1343.07 = 1208.77 kN (적용 프리플렉션 하중)

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | 604.38 | 1208.77 | 1208.77 |
| 2 | 500 | 604.38 | 1208.77 | 1208.77 | 1208.77 |
| 3 | 1000 | 1208.77 | 1813.15 | 1208.77 | 1208.77 |
| 4 | 1500 | 1813.15 | 2417.53 | 1208.77 | 1208.77 |
| 5 | 2000 | 2417.53 | 3021.92 | 1208.77 | 1208.77 |
| 6 | 2500 | 3021.92 | 3626.30 | 1208.77 | 1208.77 |
| 7 | 3000 | 3626.30 | 4230.68 | 1208.77 | 1208.77 |
| 8 | 3500 | 4230.68 | 4835.06 | 1208.77 | 1208.77 |
| 9 | 4000 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -31.95 | 31.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -63.90 | 63.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -95.85 | 95.85 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -127.80 | 127.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -159.75 | 159.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -191.70 | 191.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -223.65 | 223.65 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 허용 응력 | -319.50 | -319.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 284.00 | 284.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 만족 | O.K | O.K | | | | |

2) 릴리즈

RE = 1208.77 kN (릴리즈 하중)

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | -604.38 | -1208.77 | -1208.77 |
| 2 | 500 | -604.38 | -1208.77 | -1208.77 | -1208.77 |
| 3 | 1000 | -1208.77 | -1813.15 | -1208.77 | -1208.77 |
| 4 | 1500 | -1813.15 | -2417.53 | -1208.77 | -1208.77 |
| 5 | 2000 | -2417.53 | -3021.92 | -1208.77 | -1208.77 |
| 6 | 2500 | -3021.92 | -3626.30 | -1208.77 | -1208.77 |
| 7 | 3000 | -3626.30 | -4230.68 | -1208.77 | -1208.77 |
| 8 | 3500 | -4230.68 | -4835.06 | -1208.77 | -1208.77 |
| 9 | 4000 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 28.89 | -13.30 | -1.01 | -2.88 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 57.79 | -26.60 | -2.02 | -5.77 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 86.68 | -39.90 | -3.03 | -8.65 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 115.57 | -53.20 | -4.04 | -11.54 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 144.46 | -66.50 | -5.05 | -14.42 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 173.36 | -79.80 | -6.06 | -17.31 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 202.25 | -93.10 | -7.07 | -20.19 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |

3) 강형과 하부플랜지 콘크리트의 자중

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 강재 자중 | : | 0.050 | × | 78.50 | = | 3.933 |
| 하부케이싱 콘크리트 자중 | : | 0.200 | × | 25.00 | = | 5.005 |
| 합계 | | | | | | 8.938 kN/m |

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | 34.63 | 71.50 | 67.04 |
| 2 | 500 | 34.63 | 67.04 | 67.04 | 62.57 |
| 3 | 1000 | 67.04 | 97.20 | 62.57 | 58.10 |
| 4 | 1500 | 97.20 | 125.13 | 58.10 | 53.63 |
| 5 | 2000 | 125.13 | 150.83 | 53.63 | 49.16 |
| 6 | 2500 | 150.83 | 174.29 | 49.16 | 44.69 |
| 7 | 3000 | 174.29 | 195.52 | 44.69 | 40.22 |
| 8 | 3500 | 195.52 | 214.51 | 40.22 | 35.75 |
| 9 | 4000 | 214.51 | 231.27 | 35.75 | 31.28 |
| 10 | 4500 | 231.27 | 245.80 | 31.28 | 26.81 |
| 11 | 5000 | 245.80 | 258.08 | 26.81 | 22.35 |
| 12 | 5500 | 258.08 | 268.14 | 22.35 | 17.88 |
| 13 | 6000 | 268.14 | 275.96 | 17.88 | 13.41 |
| 14 | 6500 | 275.96 | 281.55 | 13.41 | 8.94 |
| 15 | 7000 | 281.55 | 284.90 | 8.94 | 4.47 |
| 16 | 7500 | 284.90 | 286.02 | 4.47 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -1.66 | 0.76 | 0.06 | 0.17 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -3.20 | 1.48 | 0.11 | 0.32 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -4.65 | 2.14 | 0.16 | 0.46 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -5.98 | 2.75 | 0.21 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -7.21 | 3.32 | 0.25 | 0.72 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -8.33 | 3.84 | 0.29 | 0.83 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -9.35 | 4.30 | 0.33 | 0.93 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -10.25 | 4.72 | 0.36 | 1.02 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -11.06 | 5.09 | 0.39 | 1.10 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -11.75 | 5.41 | 0.41 | 1.17 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -12.34 | 5.68 | 0.43 | 1.23 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -12.82 | 5.90 | 0.45 | 1.28 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -13.19 | 6.07 | 0.46 | 1.32 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -13.46 | 6.20 | 0.47 | 1.34 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -13.62 | 6.27 | 0.48 | 1.36 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -13.67 | 6.29 | 0.48 | 1.37 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -4.71 | 19.41 | -0.95 | -2.72 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -9.32 | 38.77 | -1.91 | -5.45 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -13.82 | 58.09 | -2.87 | -8.19 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -18.21 | 77.35 | -3.83 | -10.94 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -22.50 | 96.57 | -4.80 | -13.70 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -26.68 | 115.73 | -5.77 | -16.48 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -30.75 | 134.85 | -6.74 | -19.26 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -34.71 | 153.92 | -7.72 | -22.05 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -35.52 | 154.29 | -7.69 | -21.97 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -36.21 | 154.61 | -7.67 | -21.90 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -36.80 | 154.88 | -7.65 | -21.84 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -37.28 | 155.10 | -7.63 | -21.80 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -37.65 | 155.27 | -7.62 | -21.76 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -37.92 | 155.39 | -7.61 | -21.73 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -38.08 | 155.47 | -7.60 | -21.72 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -38.13 | 155.49 | -7.60 | -21.71 | 0.00 | 0.00 |
| 허용 | -319.50 | -319.50 | -24.30 | -24.30 | 0.00 | 0.00 |
| 응력 | 284.00 | 284.00 | 3.18 | 3.18 | 0.00 | 0.00 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | | |

4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형)
  - As = 50100.0 $mm^2$
  - Is = 9647430000 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱 콘크리트)
  - Av1 = 80348.7 $mm^2$
  - Iv1 = 14610825975 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.412
  - φi = 0.5
  - Dvcc1 = 337.6 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 $mm^2$

◆ SECTION 3 ~ 16

- 합성전 (강형)
  - As = 50100.0 $mm^2$
  - Is = 9647430000 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱 콘크리트)
  - Av1 = 80348.7 $mm^2$
  - Iv1 = 14610825975 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.412
  - φi = 0.5
  - Dvcc1 = 337.6 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 $mm^2$

| 부재 | 응력의 합(STEP 1~3) | | Ncl | | Pcl | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ∑fcu | ∑fcl | 좌측(kN) | 우측(kN) | 좌측(kN) | 우측(kN) |
| 1 | -0.95 | -2.72 | 0.00 | -367.46 | 0.00 | -68.37 |
| 2 | -1.91 | -5.45 | -367.46 | -736.37 | -68.37 | -137.00 |
| 3 | -2.87 | -8.19 | -736.37 | -1106.71 | -137.00 | -205.90 |
| 4 | -3.83 | -10.94 | -1106.71 | -1478.50 | -205.90 | -275.08 |
| 5 | -4.80 | -13.70 | -1478.50 | -1851.73 | -275.08 | -344.51 |
| 6 | -5.77 | -16.48 | -1851.73 | -2226.40 | -344.51 | -414.22 |
| 7 | -6.74 | -19.26 | -2226.40 | -2602.51 | -414.22 | -484.20 |
| 8 | -7.72 | -22.05 | -2602.51 | -2980.06 | -484.20 | -554.44 |
| 9 | -7.69 | -21.97 | -2980.06 | -2969.25 | -554.44 | -552.43 |
| 10 | -7.67 | -21.90 | -2969.25 | -2959.88 | -552.43 | -550.69 |
| 11 | -7.65 | -21.84 | -2959.88 | -2951.95 | -550.69 | -549.21 |
| 12 | -7.63 | -21.80 | -2951.95 | -2945.47 | -549.21 | -548.01 |
| 13 | -7.62 | -21.76 | -2945.47 | -2940.42 | -548.01 | -547.07 |
| 14 | -7.61 | -21.73 | -2940.42 | -2936.82 | -547.07 | -546.40 |
| 15 | -7.60 | -21.72 | -2936.82 | -2934.66 | -546.40 | -546.00 |
| 16 | -7.60 | -21.71 | -2934.66 | -2933.94 | -546.00 | -545.86 |

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu + \sum fcl) \times 0.5 \times Aca$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi i))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc1$

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(Mcl, kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | -23.08 | -46.25 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | -46.25 | -69.51 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | -69.51 | -92.86 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | -92.86 | -116.30 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | -116.30 | -139.83 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | -139.83 | -163.45 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | -163.45 | -187.17 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | -187.17 | -186.49 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -186.49 | -185.90 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -185.90 | -185.40 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -185.40 | -184.99 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -184.99 | -184.68 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -184.68 | -184.45 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -184.45 | -184.31 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -184.31 | -184.27 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.20 | -1.50 | 0.03 | 0.50 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 0.39 | -3.00 | 0.06 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.59 | -4.50 | 0.09 | 0.89 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 0.79 | -6.02 | 0.11 | 1.20 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 0.98 | -7.53 | 0.14 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.18 | -9.06 | 0.17 | 1.80 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.38 | -10.59 | 0.20 | 2.10 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.58 | -12.13 | 0.23 | 2.41 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.58 | -12.08 | 0.23 | 2.40 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.57 | -12.04 | 0.23 | 2.39 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.57 | -12.01 | 0.23 | 2.39 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 1.57 | -11.98 | 0.23 | 2.38 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.56 | -11.96 | 0.23 | 2.38 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.56 | -11.95 | 0.23 | 2.37 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.56 | -11.94 | 0.23 | 2.37 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 1.56 | -11.94 | 0.23 | 2.37 | 0.00 | 0.00 |

5) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aca = 200200.0 $mm^2$ : ( 하부케이싱 콘크리트 단면적 )
εi = -0.0000075
nsh = 9.9
Dvcs1 = 357.0 mm
Ps1 = (Es × εi / nsh) × Aca : (건조수축에 의한 축하중)
= -31004.9 N
Ms1 = Ps1 × Dvcs1
= -11067271.3 N.mm = -11.07 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |

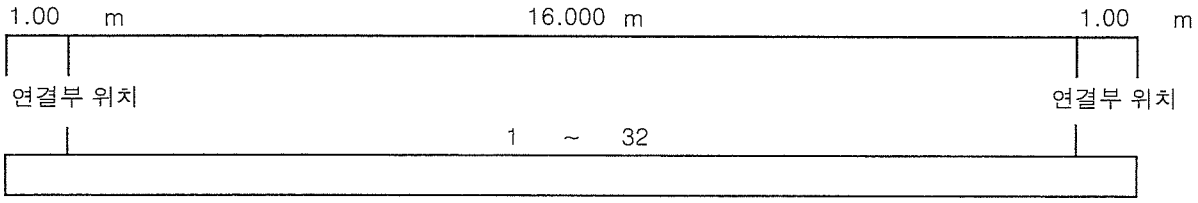
◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -4.42 | 17.17 | -0.83 | -2.15 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -8.83 | 35.04 | -1.76 | -4.79 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -13.13 | 52.84 | -2.69 | -7.23 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -17.33 | 70.59 | -3.62 | -9.68 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -21.42 | 88.29 | -4.56 | -12.14 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -25.40 | 105.93 | -5.50 | -14.61 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -29.27 | 123.52 | -6.45 | -17.09 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -33.03 | 141.05 | -7.39 | -19.57 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -33.84 | 141.46 | -7.37 | -19.50 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -34.54 | 141.82 | -7.34 | -19.44 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -35.13 | 142.12 | -7.32 | -19.39 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -35.61 | 142.37 | -7.31 | -19.35 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -35.99 | 142.56 | -7.30 | -19.31 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -36.26 | 142.70 | -7.29 | -19.29 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -36.42 | 142.78 | -7.28 | -19.28 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -36.48 | 142.81 | -7.28 | -19.27 | 0.00 | 0.00 |
| 허용 응력 | -319.50 | -319.50 | -24.30 | -24.30 | 0.00 | 0.00 |
| | 284.00 | 284.00 | 3.18 | 3.18 | 0.00 | 0.00 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | | |

6) 합성전 단면력에 대한 검토 (교량폭: 10.900 m )




* 부재력은 "4-2. 상시 해석 모델"의 10번 부재의 SAPOUTPUT × 유효폭 임.

부재 1 = 52.03 × 2.450 = 127.47 kN.m
부재 2 = 104.87 × 2.450 = 256.93 kN.m
부재 3 = 154.31 × 2.450 = 378.06 kN.m
부재 4 = 200.33 × 2.450 = 490.81 kN.m
부재 5 = 242.94 × 2.450 = 595.20 kN.m
부재 6 = 282.15 × 2.450 = 691.27 kN.m
부재 7 = 317.95 × 2.450 = 778.98 kN.m
부재 8 = 350.33 × 2.450 = 858.31 kN.m
부재 9 = 379.31 × 2.450 = 929.31 kN.m
부재 10 = 404.88 × 2.450 = 991.96 kN.m
부재 11 = 427.04 × 2.450 = 1046.25 kN.m
부재 12 = 445.79 × 2.450 = 1092.19 kN.m
부재 13 = 461.13 × 2.450 = 1129.77 kN.m
부재 14 = 473.06 × 2.450 = 1159.00 kN.m
부재 15 = 481.59 × 2.450 = 1179.90 kN.m
부재 16 = 486.7 × 2.450 = 1192.42 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0.00 | 127.47 | 256.93 | 267.27 | 250.59 |
| 2 | 500.00 | 256.93 | 378.06 | 250.59 | 233.88 |
| 3 | 1000.00 | 378.06 | 490.81 | 233.88 | 217.17 |
| 4 | 1500.00 | 490.81 | 595.20 | 217.17 | 200.46 |
| 5 | 2000.00 | 595.20 | 691.27 | 200.46 | 183.75 |
| 6 | 2500.00 | 691.27 | 778.98 | 183.75 | 167.04 |
| 7 | 3000.00 | 778.98 | 858.31 | 167.04 | 150.36 |
| 8 | 3500.00 | 858.31 | 929.31 | 150.36 | 133.65 |
| 9 | 4000.00 | 929.31 | 991.96 | 133.65 | 116.94 |
| 10 | 4500.00 | 991.96 | 1046.25 | 116.94 | 100.23 |
| 11 | 5000.00 | 1046.25 | 1092.19 | 100.23 | 83.52 |
| 12 | 5500.00 | 1092.19 | 1129.77 | 83.52 | 66.81 |
| 13 | 6000.00 | 1129.77 | 1159.00 | 66.81 | 50.13 |
| 14 | 6500.00 | 1159.00 | 1179.90 | 50.13 | 33.42 |
| 15 | 7000.00 | 1179.90 | 1192.42 | 33.42 | 16.71 |
| 16 | 7500.00 | 1192.42 | 1196.58 | 16.71 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

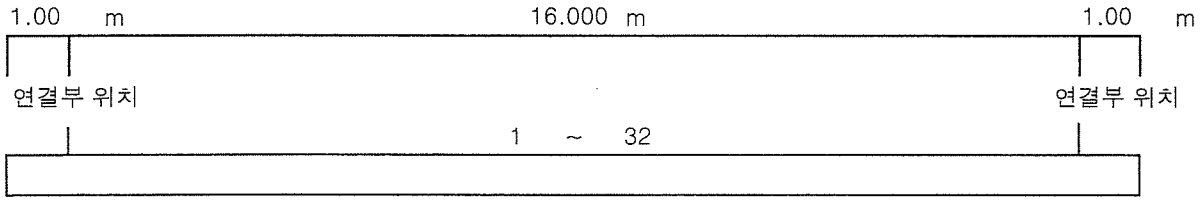
| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -12.26 | 5.56 | 0.43 | 1.25 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -18.05 | 8.18 | 0.63 | 1.83 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -23.43 | 10.61 | 0.82 | 2.38 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -28.41 | 12.87 | 1.00 | 2.89 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -33.00 | 14.95 | 1.16 | 3.35 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -37.18 | 16.85 | 1.30 | 3.78 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -40.97 | 18.56 | 1.44 | 4.16 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -44.36 | 20.10 | 1.55 | 4.50 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -47.35 | 21.45 | 1.66 | 4.81 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -49.94 | 22.63 | 1.75 | 5.07 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -52.14 | 23.62 | 1.83 | 5.29 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -53.93 | 24.43 | 1.89 | 5.48 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -55.32 | 25.07 | 1.94 | 5.62 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -56.32 | 25.52 | 1.97 | 5.72 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -56.92 | 25.79 | 1.99 | 5.78 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -57.12 | 25.88 | 2.00 | 5.80 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력의 합계(MPa)

[최대단면력에는 강형과 하부케이싱의 자중이 포함되어 있으므로 응력의 합계에서 STEP 3 의 응력제외]

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -15.03 | 21.97 | -0.46 | -1.07 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -23.67 | 41.74 | -1.24 | -3.27 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -31.91 | 61.32 | -2.03 | -5.31 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -39.76 | 80.71 | -2.84 | -7.39 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -47.20 | 99.92 | -3.66 | -9.51 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -54.25 | 118.94 | -4.49 | -11.66 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -60.89 | 137.78 | -5.34 | -13.86 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -67.14 | 156.43 | -6.20 | -16.09 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -70.13 | 157.83 | -6.09 | -15.80 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -72.73 | 159.04 | -6.00 | -15.54 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -74.93 | 160.07 | -5.93 | -15.33 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -76.73 | 160.90 | -5.87 | -15.15 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -78.12 | 161.56 | -5.82 | -15.01 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -79.12 | 162.02 | -5.78 | -14.91 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -79.72 | 162.30 | -5.76 | -14.85 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -79.92 | 162.40 | -5.76 | -14.84 | 0.00 | 0.00 |
| 허용 응력 | -215.00 | -215.00 | -18.00 | -18.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 3.35 | 0.00 | 0.00 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | | |

7) 합성후 단면력에 대한 검토 (교량폭: 10.900 m )




* 부재력은 "4-2. 상시 해석 모델"의 8번 부재의 SAPOUTPUT × 유효폭 임.

부재 1 = 428.14 × 2.450 = 1048.94 kN.m
부재 2 = 469.32 × 2.450 = 1149.83 kN.m
부재 3 = 511.91 × 2.450 = 1254.18 kN.m
부재 4 = 590.54 × 2.450 = 1446.82 kN.m
부재 5 = 661.7 × 2.450 = 1621.17 kN.m
부재 6 = 725.24 × 2.450 = 1776.84 kN.m
부재 7 = 781.07 × 2.450 = 1913.62 kN.m
부재 8 = 829.13 × 2.450 = 2031.37 kN.m
부재 9 = 869.34 × 2.450 = 2129.88 kN.m
부재 10 = 901.67 × 2.450 = 2209.09 kN.m
부재 11 = 926.05 × 2.450 = 2268.82 kN.m
부재 12 = 942.45 × 2.450 = 2309.00 kN.m
부재 13 = 950.85 × 2.450 = 2329.58 kN.m
부재 14 = 951.23 × 2.450 = 2330.51 kN.m
부재 15 = 943.57 × 2.450 = 2311.75 kN.m
부재 16 = 927.87 × 2.450 = 2273.28 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 1048.94 | 1149.83 | 901.97 | 864.36 |
| 2 | 500 | 1149.83 | 1254.18 | 864.36 | 826.61 |
| 3 | 1000 | 1254.18 | 1446.82 | 826.61 | 788.75 |
| 4 | 1500 | 1446.82 | 1621.17 | 788.75 | 750.80 |
| 5 | 2000 | 1621.17 | 1776.84 | 750.80 | 712.75 |
| 6 | 2500 | 1776.84 | 1913.62 | 712.75 | 674.61 |
| 7 | 3000 | 1913.62 | 2031.37 | 674.61 | 636.41 |
| 8 | 3500 | 2031.37 | 2129.88 | 636.41 | 598.12 |
| 9 | 4000 | 2129.88 | 2209.09 | 598.12 | 559.80 |
| 10 | 4500 | 2209.09 | 2268.82 | 559.80 | 521.43 |
| 11 | 5000 | 2268.82 | 2309.00 | 521.43 | 483.02 |
| 12 | 5500 | 2309.00 | 2329.58 | 483.02 | 444.60 |
| 13 | 6000 | 2329.58 | 2330.51 | 444.60 | 406.16 |
| 14 | 6500 | 2330.51 | 2311.75 | 406.16 | 367.72 |
| 15 | 7000 | 2311.75 | 2273.28 | 367.72 | 329.30 |
| 16 | 7500 | 2273.28 | 2215.17 | 329.30 | 290.89 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -9.84 | 21.83 | 2.62 | 4.07 | -1.98 | -0.76 |
| 2 | -10.73 | 23.81 | 2.86 | 4.44 | -2.16 | -0.83 |
| 3 | -12.38 | 27.47 | 3.30 | 5.13 | -2.49 | -0.96 |
| 4 | -13.87 | 30.77 | 3.70 | 5.74 | -2.79 | -1.08 |
| 5 | -15.20 | 33.73 | 4.05 | 6.29 | -3.05 | -1.18 |
| 6 | -16.37 | 36.33 | 4.37 | 6.78 | -3.29 | -1.27 |
| 7 | -17.38 | 38.56 | 4.64 | 7.20 | -3.49 | -1.35 |
| 8 | -18.22 | 40.43 | 4.86 | 7.55 | -3.66 | -1.42 |
| 9 | -18.90 | 41.94 | 5.04 | 7.83 | -3.80 | -1.47 |
| 10 | -19.41 | 43.07 | 5.18 | 8.04 | -3.90 | -1.51 |
| 11 | -19.76 | 43.83 | 5.27 | 8.18 | -3.97 | -1.54 |
| 12 | -19.93 | 44.22 | 5.32 | 8.25 | -4.00 | -1.55 |
| 13 | -19.94 | 44.24 | 5.32 | 8.26 | -4.00 | -1.55 |
| 14 | -19.78 | 43.88 | 5.28 | 8.19 | -3.97 | -1.54 |
| 15 | -19.45 | 43.15 | 5.19 | 8.05 | -3.91 | -1.51 |
| 16 | -18.95 | 42.05 | 5.06 | 7.85 | -3.81 | -1.47 |

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -24.87 | 43.80 | 2.17 | 3.01 | -1.98 | -0.76 |
| 2 | -34.40 | 65.54 | 1.63 | 1.17 | -2.16 | -0.83 |
| 3 | -44.29 | 88.78 | 1.27 | -0.19 | -2.49 | -0.96 |
| 4 | -53.63 | 111.49 | 0.86 | -1.65 | -2.79 | -1.08 |
| 5 | -62.41 | 133.65 | 0.40 | -3.21 | -3.05 | -1.18 |
| 6 | -70.62 | 155.27 | -0.12 | -4.88 | -3.29 | -1.27 |
| 7 | -78.27 | 176.34 | -0.70 | -6.66 | -3.49 | -1.35 |
| 8 | -85.36 | 196.86 | -1.34 | -8.55 | -3.66 | -1.42 |
| 9 | -89.04 | 199.76 | -1.05 | -7.97 | -3.80 | -1.47 |
| 10 | -92.14 | 202.11 | -0.83 | -7.51 | -3.90 | -1.51 |
| 11 | -94.68 | 203.90 | -0.66 | -7.15 | -3.97 | -1.54 |
| 12 | -96.66 | 205.13 | -0.55 | -6.90 | -4.00 | -1.55 |
| 13 | -98.06 | 205.80 | -0.50 | -6.76 | -4.00 | -1.55 |
| 14 | -98.90 | 205.91 | -0.51 | -6.72 | -3.97 | -1.54 |
| 15 | -99.17 | 205.46 | -0.57 | -6.80 | -3.91 | -1.51 |
| 16 | -98.87 | 204.45 | -0.70 | -6.99 | -3.81 | -1.47 |
| 허용 응력 | -215.00 | -215.00 | -18.00 | -18.00 | -12.00 | -12.00 |
| | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 3.35 | 2.10 | 2.10 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

8) 하부플랜지 콘크리트의 최종 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형+바닥판)
  - Av3 = 156553.2 $mm^2$
  - Iv3 = 18815934975 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 콘크리트)
  - Av2 = 187709.9 $mm^2$
  - Iv2 = 37037897154 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.424
  - φc = 2.0
  - Dvcc3 = 756.5 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 $mm^2$

◆ SECTION 3 ~ 16

- 합성전 (강형+바닥판)
  - Av3 = 156553.2 $mm^2$
  - Iv3 = 18815934975 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 콘크리트)
  - Av2 = 187709.9 $mm^2$
  - Iv2 = 37037897154 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.424
  - φc = 2.0
  - Dvcc3 = 756.5 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 $mm^2$

| 부재 | 응력의 합(step2+3+6+7) | | Ncl | | Pcl | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ∑fcu | ∑fcl | 좌측(N) | 우측(kN) | 좌측(kN) | 우측(kN) |
| 1 | 2.04 | 2.43 | 0.00 | 448.29 | 0.00 | 256.18 |
| 2 | 1.48 | 0.51 | 448.29 | 198.38 | 256.18 | 113.37 |
| 3 | 1.09 | -1.15 | 198.38 | -5.51 | 113.37 | -3.15 |
| 4 | 0.66 | -2.91 | -5.51 | -225.53 | -3.15 | -128.89 |
| 5 | 0.16 | -4.78 | -225.53 | -461.87 | -128.89 | -263.95 |
| 6 | -0.39 | -6.75 | -461.87 | -714.68 | -263.95 | -408.42 |
| 7 | -1.00 | -8.83 | -714.68 | -984.05 | -408.42 | -562.36 |
| 8 | -1.66 | -11.03 | -984.05 | -1270.08 | -562.36 | -725.81 |
| 9 | -1.38 | -10.44 | -1270.08 | -1183.01 | -725.81 | -676.05 |
| 10 | -1.15 | -9.97 | -1183.01 | -1112.75 | -676.05 | -635.90 |
| 11 | -0.98 | -9.60 | -1112.75 | -1059.34 | -635.90 | -605.38 |
| 12 | -0.87 | -9.35 | -1059.34 | -1022.81 | -605.38 | -584.51 |
| 13 | -0.82 | -9.20 | -1022.81 | -1003.19 | -584.51 | -573.29 |
| 14 | -0.83 | -9.17 | -1003.19 | -1000.50 | -573.29 | -571.75 |
| 15 | -0.89 | -9.24 | -1000.50 | -1014.75 | -571.75 | -579.90 |
| 16 | -1.02 | -9.43 | -1014.75 | -1045.92 | -579.90 | -597.71 |

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : Ncl = (∑fcu + ∑fcl) × 0.5 × Aca

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : Pcl = Ncl × (1 − exp(−α×φc))

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : Mcl = Pcl × Dvcc3

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(Mcl, kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | 193.81 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | 193.81 | 85.76 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | 85.76 | -2.38 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | -2.38 | -97.50 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | -97.50 | -199.68 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | -199.68 | -308.97 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | -308.97 | -425.43 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | -425.43 | -549.08 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | -549.08 | -511.44 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -511.44 | -481.07 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -481.07 | -457.98 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -457.98 | -442.19 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -442.19 | -433.70 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -433.70 | -432.54 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -432.54 | -438.70 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -438.70 | -452.17 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.23 | 6.65 | -0.73 | -0.80 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -0.10 | 2.94 | -0.65 | -0.03 | -0.07 | 0.04 |
| 3 | 0.00 | -0.08 | -0.63 | 0.65 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 0.11 | -3.35 | -0.59 | 1.37 | 0.08 | -0.05 |
| 5 | 0.23 | -6.85 | -0.54 | 2.12 | 0.17 | -0.10 |
| 6 | 0.36 | -10.61 | -0.47 | 2.92 | 0.26 | -0.16 |
| 7 | 0.49 | -14.60 | -0.38 | 3.75 | 0.36 | -0.22 |
| 8 | 0.64 | -18.85 | -0.28 | 4.63 | 0.46 | -0.28 |
| 9 | 0.59 | -17.56 | -0.36 | 4.41 | 0.43 | -0.26 |
| 10 | 0.56 | -16.51 | -0.42 | 4.23 | 0.40 | -0.25 |
| 11 | 0.53 | -15.72 | -0.46 | 4.09 | 0.38 | -0.24 |
| 12 | 0.51 | -15.18 | -0.49 | 3.99 | 0.37 | -0.23 |
| 13 | 0.50 | -14.89 | -0.50 | 3.94 | 0.36 | -0.22 |
| 14 | 0.50 | -14.85 | -0.50 | 3.92 | 0.36 | -0.22 |
| 15 | 0.51 | -15.06 | -0.47 | 3.94 | 0.37 | -0.23 |
| 16 | 0.53 | -15.52 | -0.43 | 4.01 | 0.38 | -0.23 |

9) 바닥판 콘크리트의 최종 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형+하부케이싱(주))
  - Av1' = 81256.7 $mm^2$
  - Iv1' = 9967158543 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 Con'c)
  - Av2 = 187709.9 $mm^2$
  - Iv2 = 37037897154 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.116
  - φc = 2.0
  - Dvcc2 = -410.2 mm
- 바닥판 콘크리트 단면적
  - Aslab = 764250.0 $mm^2$

◆ SECTION 3 ~ 5

- 합성전 (강형+하부케이싱(주))
  - Av1' = 81256.7 $mm^2$
  - Iv1' = 14705407248 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 Con'c)
  - Av2 = 187709.9 $mm^2$
  - Iv2 = 37037897154 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.172
  - φc = 2.0
  - Dvcc2 = -410.2 mm
- 바닥판 콘크리트 단면적
  - Aslab = 764250.0 $mm^2$

| 부재 | 응력의 합(step8) | | Ncl | | Pcl | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ∑fcu' | ∑fcl' | 좌측(kN) | 우측(kN) | 좌측(kN) | 우측(kN) |
| 1 | -1.98 | -0.76 | 0.00 | -1047.30 | 0.00 | -217.66 |
| 2 | -2.16 | -0.83 | -1047.30 | -1142.34 | -217.66 | -237.42 |
| 3 | -2.49 | -0.96 | -1142.34 | -1317.80 | -237.42 | -383.33 |
| 4 | -2.79 | -1.08 | -1317.80 | -1476.60 | -383.33 | -429.53 |
| 5 | -3.05 | -1.18 | -1476.60 | -1618.39 | -429.53 | -470.77 |
| 6 | -3.29 | -1.27 | -1618.39 | -1742.98 | -470.77 | -507.01 |
| 7 | -3.49 | -1.35 | -1742.98 | -1850.22 | -507.01 | -538.21 |
| 8 | -3.66 | -1.42 | -1850.22 | -1939.95 | -538.21 | -564.31 |
| 9 | -3.80 | -1.47 | -1939.95 | -2012.10 | -564.31 | -585.30 |
| 10 | -3.90 | -1.51 | -2012.10 | -2066.50 | -585.30 | -601.12 |
| 11 | -3.97 | -1.54 | -2066.50 | -2103.10 | -601.12 | -611.77 |
| 12 | -4.00 | -1.55 | -2103.10 | -2121.84 | -611.77 | -617.22 |
| 13 | -4.00 | -1.55 | -2121.84 | -2122.69 | -617.22 | -617.47 |
| 14 | -3.97 | -1.54 | -2122.69 | -2105.60 | -617.47 | -612.49 |
| 15 | -3.91 | -1.51 | -2105.60 | -2070.56 | -612.49 | -602.30 |
| 16 | -3.81 | -1.47 | -2070.56 | -2017.63 | -602.30 | -586.91 |

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu' + \sum fcl') \times 0.5 \times Aslab$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi c))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc2$

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(Mcl, kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | 89.30 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | 89.30 | 97.40 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | 97.40 | 157.26 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | 157.26 | 176.21 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | 176.21 | 193.13 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | 193.13 | 208.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | 208.00 | 220.80 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | 220.80 | 231.51 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | 231.51 | 240.12 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | 240.12 | 246.61 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | 246.61 | 250.98 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | 250.98 | 253.21 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | 253.21 | 253.31 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | 253.31 | 251.27 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | 251.27 | 247.09 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | 247.09 | 240.78 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -2.90 | 0.12 | -0.05 | 0.08 | 0.18 | -0.01 |
| 2 | -3.17 | 0.13 | -0.06 | 0.09 | 0.37 | 0.05 |
| 3 | -5.12 | 0.22 | -0.10 | 0.15 | 0.32 | -0.03 |
| 4 | -5.73 | 0.24 | -0.11 | 0.17 | 0.35 | -0.03 |
| 5 | -6.28 | 0.27 | -0.12 | 0.18 | 0.39 | -0.03 |
| 6 | -6.77 | 0.29 | -0.13 | 0.20 | 0.42 | -0.03 |
| 7 | -7.18 | 0.31 | -0.14 | 0.21 | 0.44 | -0.04 |
| 8 | -7.53 | 0.32 | -0.14 | 0.22 | 0.47 | -0.04 |
| 9 | -7.81 | 0.33 | -0.15 | 0.23 | 0.48 | -0.04 |
| 10 | -8.02 | 0.34 | -0.15 | 0.23 | 0.50 | -0.04 |
| 11 | -8.16 | 0.35 | -0.15 | 0.24 | 0.50 | -0.04 |
| 12 | -8.24 | 0.35 | -0.16 | 0.24 | 0.51 | -0.04 |
| 13 | -8.24 | 0.35 | -0.16 | 0.24 | 0.51 | -0.04 |
| 14 | -8.17 | 0.35 | -0.15 | 0.24 | 0.50 | -0.04 |
| 15 | -8.04 | 0.34 | -0.15 | 0.23 | 0.50 | -0.04 |
| 16 | -7.83 | 0.33 | -0.15 | 0.23 | 0.48 | -0.04 |

10) 하부플랜지 콘크리트의 최종 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aca = 200200.0 $mm^2$ : ( 하부케이싱 콘크리트 단면적 )

εc = -0.00018
nsh3 = 19.3
Dvcs3 = 780.0 mm

Ps3 = (Es × εc / nsh3) × Aca : (건조수축에 의한 축하중)
= -383227.3 N
Ms3 = Ps3 × Dvcs3
= -298934609.2 N.mm = -298.93 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -298.93 | -298.93 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.39 | -11.50 | 1.41 | 1.23 | -0.26 | -0.31 |
| 2 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 3 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 4 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 5 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 6 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 7 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 8 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 9 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 10 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 11 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 12 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 13 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 14 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 15 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 16 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |

11) 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aslab = 764250.0 $mm^2$ : ( 바닥판 콘크리트 단면적 )
εc = -0.00018
nsh2 = 21.5
Dvcs2 = -472.6 mm

Ps2 = (Es × εc / nsh2) × Aslab : (건조수축에 의한 축하중)
= -1309374.0 N
Ms2 = Ps2 × Dvcs2
= 618805843.6 N.mm = 618.81 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | 618.81 | 618.81 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -22.81 | 1.05 | -1.61 | -1.50 | 1.12 | 1.15 |
| 2 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | -0.99 |
| 3 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 4 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 5 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 6 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 7 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 8 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 9 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 10 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 11 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 12 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 13 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 14 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 15 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |
| 16 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |

◆ 최종 크리프 및 건조수축에 의한 응력의 합계(Mpa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -25.55 | -3.67 | -0.99 | -0.99 | 1.04 | 0.84 |
| 2 | -25.68 | -7.37 | 0.63 | 1.97 | 1.09 | -1.06 |
| 3 | -27.53 | -10.31 | 0.61 | 2.70 | 1.10 | 0.61 |
| 4 | -28.03 | -13.55 | 0.64 | 3.44 | 1.22 | 0.55 |
| 5 | -28.47 | -17.04 | 0.68 | 4.21 | 1.34 | 0.50 |
| 6 | -28.82 | -20.77 | 0.74 | 5.02 | 1.46 | 0.44 |
| 7 | -29.10 | -24.75 | 0.82 | 5.86 | 1.59 | 0.38 |
| 8 | -29.31 | -28.98 | 0.92 | 6.75 | 1.71 | 0.31 |
| 9 | -29.63 | -27.67 | 0.83 | 6.54 | 1.70 | 0.33 |
| 10 | -29.88 | -26.62 | 0.77 | 6.37 | 1.68 | 0.35 |
| 11 | -30.05 | -25.82 | 0.72 | 6.23 | 1.67 | 0.36 |
| 12 | -30.14 | -25.28 | 0.69 | 6.14 | 1.66 | 0.36 |
| 13 | -30.15 | -24.99 | 0.68 | 6.08 | 1.66 | 0.37 |
| 14 | -30.09 | -24.95 | 0.69 | 6.06 | 1.65 | 0.37 |
| 15 | -29.94 | -25.17 | 0.72 | 6.08 | 1.65 | 0.37 |
| 16 | -29.72 | -25.64 | 0.76 | 6.14 | 1.65 | 0.36 |

12) 최종 응력합계

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -50.71 | 42.36 | 1.06 | 1.45 | -0.93 | 0.07 |
| 2 | -60.58 | 61.91 | 2.10 | 2.48 | -1.07 | -1.89 |
| 3 | -72.51 | 83.72 | 1.71 | 1.55 | -1.38 | -0.36 |
| 4 | -82.55 | 104.69 | 1.29 | 0.53 | -1.57 | -0.52 |
| 5 | -91.95 | 124.89 | 0.84 | -0.57 | -1.71 | -0.68 |
| 6 | -100.72 | 144.30 | 0.35 | -1.73 | -1.83 | -0.83 |
| 7 | -108.86 | 162.93 | -0.18 | -2.97 | -1.91 | -0.97 |
| 8 | -116.35 | 180.75 | -0.74 | -4.28 | -1.95 | -1.10 |
| 9 | -120.34 | 184.91 | -0.54 | -3.90 | -2.10 | -1.14 |
| 10 | -123.69 | 188.27 | -0.38 | -3.60 | -2.21 | -1.16 |
| 11 | -126.40 | 190.83 | -0.26 | -3.37 | -2.29 | -1.18 |
| 12 | -128.46 | 192.58 | -0.18 | -3.21 | -2.34 | -1.19 |
| 13 | -129.88 | 193.52 | -0.14 | -3.12 | -2.35 | -1.18 |
| 14 | -130.65 | 193.65 | -0.14 | -3.11 | -2.32 | -1.17 |
| 15 | -130.77 | 192.97 | -0.18 | -3.16 | -2.26 | -1.15 |
| 16 | -130.25 | 191.49 | -0.26 | -3.29 | -2.16 | -1.11 |
| 허용 | -215.00 | -215.00 | -18.00 | -18.00 | -12.00 | -12.00 |
| 응력 | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 3.35 | 2.10 | 2.10 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

[ 바닥판에서 응력은 콘크리트 허용응력으로 검토하되, 인장응력검토시엔
바닥판 단면을 무시하고 철근에 작용하는 인장응력으로 검토한다. - 12) 바닥판 철근허용응력 검토 참조]

◎ BENDING STRESS EVOLUTION TABLE

[SECTION 16]

| LOAD | STEEL | | CASING CON'C | | SLAB | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
| 1) 프리플렉션 하중 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2) 릴리즈 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 3) 강형과 하부플랜지 콘크리트의 자중 | -13.67 | 6.29 | 0.48 | 1.37 | 0.00 | 0.00 |
| 4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 | 1.56 | -11.94 | 0.23 | 2.37 | 0.00 | 0.00 |
| 5) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 6) 합성전 단면력에대한 검토 | -57.12 | 25.88 | 2.00 | 5.80 | 0.00 | 0.00 |
| 7) 합성후 단면력에대한 검토 | -18.95 | 42.05 | 5.06 | 7.85 | -3.81 | -1.47 |
| 8) 하부플랜지 콘크리트의 최종 크리프 | 0.53 | -15.52 | -0.43 | 4.01 | 0.38 | -0.23 |
| 9) 바닥판 콘크리트의 최종 크리프 | -7.83 | 0.33 | -0.15 | 0.23 | 0.48 | -0.04 |
| 10) 하부플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 | 0.39 | -11.50 | 1.76 | 1.23 | 0.28 | -0.17 |
| 11) 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축 | -22.81 | 1.05 | -0.42 | 0.67 | 0.50 | 0.81 |

◎ BENDING STRESS COMBINATION TABLE

[SECTION 16]

| SECTION | LOAD COMBINATION | STEEL | | CASING CON'C | | SLAB | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
| PREFLEXION | 1 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| ALLOWABLE | | -319.50 | 284.00 | | | | |
| PREFLEX- | ∑(1~3) | -38.13 | 155.49 | -7.60 | -21.71 | 0.00 | 0.00 |
| GIRDER | ∑(1~6) | -79.92 | 162.40 | -5.76 | -14.84 | 0.00 | 0.00 |
| ALLOWABLE | | -319.50 | 284.00 | 3.18 | -24.30 | | |
| | ∑(1~2)+∑(6~7) | -98.87 | 204.45 | -0.70 | -6.99 | -3.81 | -1.47 |
| PREFLEX- | ∑(1~2)+∑(6~11) | -130.25 | 191.49 | -0.26 | -3.29 | -2.16 | -1.11 |
| ALLOWABLE | | -215.00 | 215.00 | 3.35 | -18.00 | 2.10 | -12.00 |

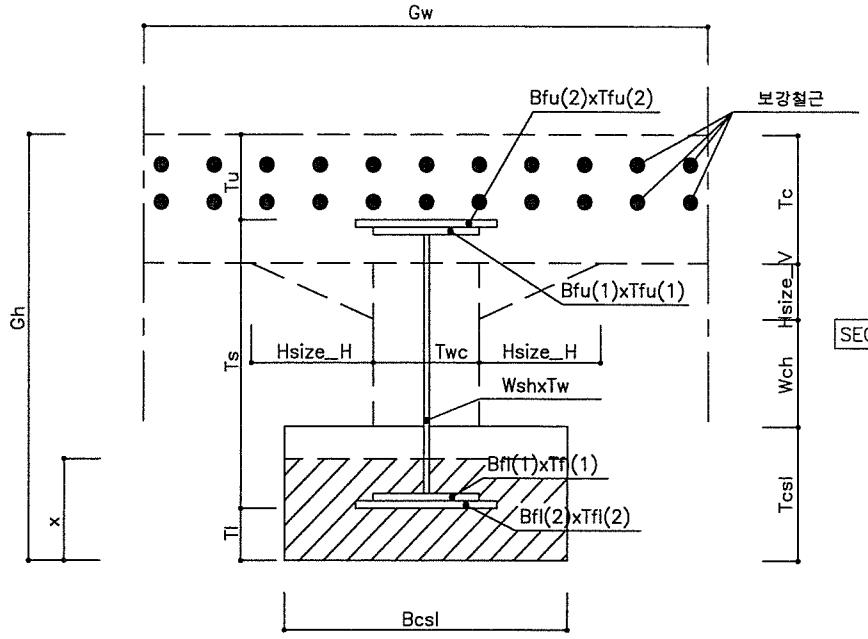
◎ 각 절점에서의 처짐 (mm)

| 절점 | STEP1 | STEP2 | STEP3 | STEP4 | STEP5 | STEP6 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -7.32 | 4.83 | -0.25 | 0.25 | 0.02 | -0.49 |
| 3 | -14.57 | 9.62 | -0.50 | 0.48 | 0.03 | -0.97 |
| 4 | -21.66 | 14.30 | -0.75 | 0.70 | 0.04 | -1.45 |
| 5 | -28.52 | 18.83 | -0.98 | 0.90 | 0.06 | -1.90 |
| 6 | -35.08 | 23.16 | -1.21 | 1.09 | 0.07 | -2.34 |
| 7 | -41.26 | 27.24 | -1.42 | 1.26 | 0.08 | -2.76 |
| 8 | -46.97 | 31.01 | -1.62 | 1.41 | 0.09 | -3.14 |
| 9 | -52.15 | 34.43 | -1.80 | 1.55 | 0.10 | -3.49 |
| 10 | -56.73 | 37.46 | -1.97 | 1.67 | 0.10 | -3.81 |
| 11 | -60.71 | 40.09 | -2.11 | 1.78 | 0.11 | -4.10 |
| 12 | -64.07 | 42.30 | -2.24 | 1.86 | 0.12 | -4.34 |
| 13 | -66.82 | 44.12 | -2.34 | 1.94 | 0.12 | -4.54 |
| 14 | -68.96 | 45.53 | -2.42 | 1.99 | 0.12 | -4.70 |
| 15 | -70.49 | 46.54 | -2.48 | 2.03 | 0.13 | -4.81 |
| 16 | -71.41 | 47.15 | -2.52 | 2.06 | 0.13 | -4.88 |
| 17 | -71.71 | 47.35 | -2.53 | 2.07 | 0.13 | -4.90 |

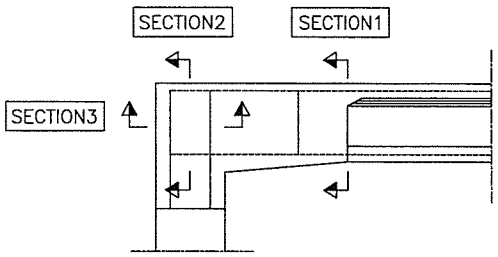
| 절점 | STEP7 | STEP8 | STEP9 | STEP10 | STEP11 | 캠버 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -0.08 | 0.30 | -0.15 | 0.22 | -0.44 | 3.11 |
| 3 | -0.16 | 0.58 | -0.29 | 0.43 | -0.86 | 6.21 |
| 4 | -0.23 | 0.83 | -0.42 | 0.62 | -1.24 | 9.26 |
| 5 | -0.31 | 1.07 | -0.55 | 0.80 | -1.60 | 12.20 |
| 6 | -0.38 | 1.30 | -0.66 | 0.96 | -1.93 | 15.02 |
| 7 | -0.45 | 1.50 | -0.76 | 1.11 | -2.23 | 17.69 |
| 8 | -0.51 | 1.68 | -0.85 | 1.24 | -2.50 | 20.16 |
| 9 | -0.57 | 1.84 | -0.94 | 1.37 | -2.74 | 22.40 |
| 10 | -0.62 | 1.99 | -1.01 | 1.47 | -2.95 | 24.40 |
| 11 | -0.66 | 2.11 | -1.07 | 1.56 | -3.14 | 26.14 |
| 12 | -0.70 | 2.22 | -1.13 | 1.64 | -3.29 | 27.63 |
| 13 | -0.74 | 2.30 | -1.17 | 1.71 | -3.42 | 28.84 |
| 14 | -0.76 | 2.37 | -1.21 | 1.76 | -3.52 | 29.80 |
| 15 | -0.78 | 2.42 | -1.23 | 1.79 | -3.59 | 30.47 |
| 16 | -0.79 | 2.45 | -1.24 | 1.81 | -3.64 | 30.88 |
| 17 | -0.80 | 2.46 | -1.25 | 1.82 | -3.65 | 31.01 |

※ 최종캠버 : ∑(STEP 1~12)

## 11 .4 SECTION1 균열단면 검토




- 우각부 단면 검토




- 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1300 mm ]

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 구체 | GW | : | 2450.00 | | TWC | : | 300.00 |
| | TCSU | : | 280.00 | | WCH | : | 570.00 |
| | HSIZE_V | : | 150.00 | | BCSL | : | 700.00 |
| | HSIZE_H | : | 300.00 | | TCSL | : | 300.00 |

- 강형 단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | BFL(1) | : | 500.00 |
| | BFU(2) | : | 400.00 | | BFL(2) | : | 400.00 |
| | TFU(1) | : | 20.00 | | TFL(1) | : | 20.00 |
| | TFU(2) | : | 20.00 | | TFL(2) | : | 20.00 |
| 복부 | TW | : | 15.00 | 덮개 | TU | : | 140.00 |
| | WSH | : | 940.00 | | TL | : | 140.00 |

- 보강철근 ( Est = 200000.00 MPa )

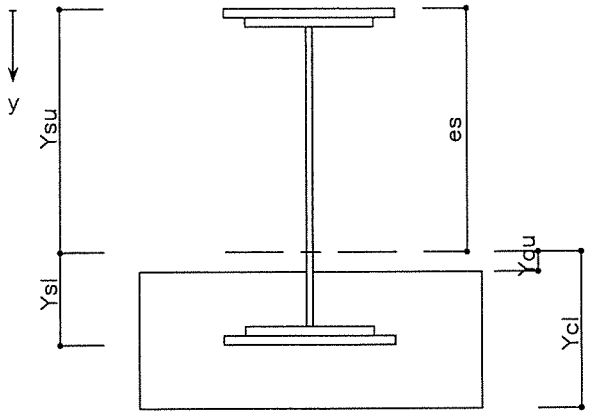
1단 보강철근
종류: H16 배치간격: 250 mm 덮개: 60 mm

2단 보강철근
종류: H16 배치간격: 250 mm 덮개: 240 mm

- 주요 재료물성치

| | | | |
|---|---|---|---|
| fck | : 구체 콘크리트의 설계기준강도 | 30 | MPa |
| fck1 | : 하부케이싱 콘크리트의 설계기준강도 | 45 | MPa |
| nsl | : 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비 | 7.2 | |
| nsl1 | : 강재와 하부케이싱 콘크리트와의 탄성계수비 | 6.4 | |
| nrb | : 강재와 보강철근과의 탄성계수비 | 1.0 | |
| nca | : 보강철근과 구체 콘크리트와의 탄성계수비 | 7.0 | |
| nca1 | : 보강철근과 하부케이싱 콘크리트와의 탄성계수비 | 6.3 | |

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)




| | b | h | A/n | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 플랜지Con'c | 700 | 300 | 32682 | 1010 | 33008661 | 2992621674 | 245113821 |
| U2.flg | 400 | 20 | 8000 | 10 | 80000 | 3890905183 | 266667 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 30 | 300000 | 4588672514 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 510 | 7191000 | 549416900 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 990 | 9900000 | 798642237 | 333333 |
| L2.flg | 400 | 20 | 8000 | 1010 | 8080000 | 732546619 | 266667 |
| 계 | | | 82782 | | 58559661 | 13552805127 | 1284543821 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{58559661.2}{82781.8} =$ 707.4 mm  Hs = 1020 mm (강형전체높이)

As : (환산 단면적) = 82781.8 $mm^2$

Ysu = -es = -707.4 mm

Ysl = Hs - es = 312.6 mm

Ycu = Hs + TL - TCSL1 - es = 152.6 mm

Ycl = Hs + TL - es = 452.6 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 14837348947.8 $mm^4$

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 250 mm = 9.8 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 250 mm = 9.8 EA

| 철근 | Arb/EA | EA | Arb | y | Arb×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U1.REBAR | 198.6 | 10 | 1946.3 | 1240 | 2413387 |
| U2.REBAR | 198.6 | 10 | 1946.3 | 1060 | 2063057 |
| 계 | | | 3892.6 | | 4476444 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 4476444 / 3893 = 1150 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

| 상부플랜지 | b | h | Asf | y | Asf×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U2.FLG | 400 | 20 | 8000 | 1150 | 9200000 |
| U1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 |
| 계 | | | 18000 | | 20500000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 20500000 / 18000 = 1139 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

| 하부플랜지 | b | h | Asf' | y | Asf'×y |
|---|---|---|---|---|---|
| L1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 |
| L2.FLG | 400 | 20 | 8000 | 150 | 1200000 |
| 계 | | | 18000 | | 2900000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 2900000 / 18000 = 161 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 $mm^2$

구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 650 mm

- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 300 mm : 압축부높이

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$

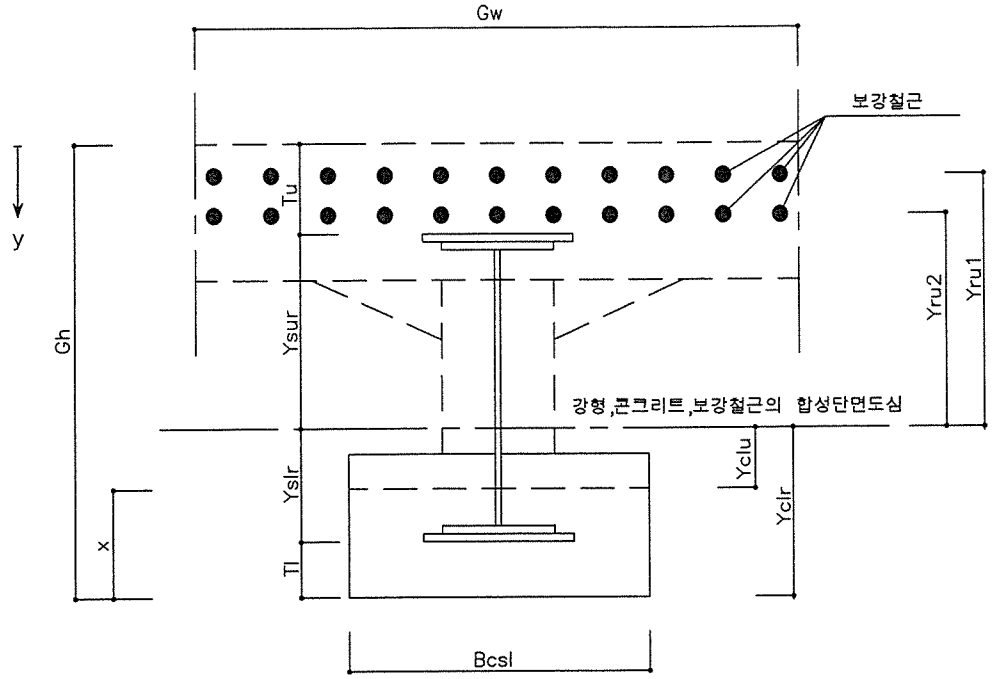
$= 386942.5$

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$

$= 264323606.3$

: 압축부 높이가 하부케이싱 높이를 초과하나, 복부는 고려하지 않으므로 하부케이싱 높이만 고려

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)




| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 400 | 20 | 8000 | 150 | 1200000 | 3447372738 | 266667 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 4050637449 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 345103259 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 1046870720 | 333333 |
| L2.flg | 400 | 20 | 8000 | 1150 | 9200000 | 944233797 | 266667 |
| U1.REBAR | | | 1899 | 60 | 113929 | 1057982438 | 0 |
| U2.REBAR | | | 1899 | 240 | 455714 | 609254527 | 0 |
| 케이싱Con'c | 700 | 300 | 32682 | 1150 | 37584119 | 3857412559 | 245113821 |
| Web(공제) | 15 | 120 | -251 | 1060 | -265767 | -16118921 | -300869 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -145819701 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 400 | 20 | -1114 | 1150 | -1281477 | -131523298 | -37144 |
| 계 | | | 83821 | | 67597529 | 15065405567 | 1284159377 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{67,597,529}{83,821} = 806 \text{ mm}$$

Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −666 mm

Yslr = Hs + Ysur = 314 mm

Ycur = GH − x − es = 194 mm

Yclr = Ysur + x = 494 mm

Yru1 = = −746 mm

Yru2 = = −566 mm

$$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2 = 16349564944 \text{ mm}^4$$

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 400 | 20 | 8000 | 150 | 1200000 | 785205105 | 266667 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 860190373 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 491534682 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 4445021942 | 333333 |
| L2.flg | 400 | 20 | 8000 | 1150 | 9200000 | 3772564746 | 266667 |
| U1.REBAR | 0 | 0 | 1899 | 60 | 113929 | 308827816 | 0 |
| U2.REBAR | 0 | 0 | 1899 | 240 | 455714 | 94671681 | 0 |
| 케이싱Con'c | 700 | 300 | 32682 | 1150 | 37584119 | 15411795976 | 245113821 |
| 복부 | 300 | 570 | 23819 | 565 | 13457603 | 246403219 | 644893094 |
| 헌치부 | 300 | 150 | 6268 | 330 | 2068472 | 111360442 | 7835120 |
| 슬래브 | 2450 | 280 | 95554 | 140 | 13377511 | 9986926849 | 624283825 |
| U1.FLG(공제) | 400 | 20 | -1114 | 150 | -167149 | -109372028 | -37144 |
| U2.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 170 | -236795 | -119816803 | -46430 |
| Web(공제) | 15 | 940 | -1964 | 650 | -1276602 | -68466372 | -144616126 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -619151685 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 400 | 20 | -1114 | 1150 | -1281477 | -525484430 | -37144 |
| 계 | | | 205241 | | 95086335 | 35072211512 | 2416772584 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{95,086,335}{205,241} =$ 463 mm  Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −323 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 657 mm

Ycur = −es = −463 mm

Yclr = GH + es = 837 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −403 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −223 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 37488984097 mm$^4$

3) 휨응력검토(부모멘트검토)

(1) 단면력 집계

| 구분 | 단위 | 적용치 |
|---|---|---|
| Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 | kN·m | 127.45 |
| Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트 | kN·m | -2194.20 |
| Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력 | kN | 267.30 |
| Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력 | kN | 901.97 |

(2) 단면특성치 집계

| 구분 | Iv | Ysu | Ysl | Ycu | Ycl | Yr1 | Yr2 | A | nsl | nrb |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 14837348948 | -707 | 313 | 153 | 453 | - | - | 82782 | 6.4 | - |
| ② | 16349564944 | -666 | 314 | 194 | 494 | -746 | -566 | 83821 | 7.2 | 1.0 |

① 합성전 (구체콘크리트)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| fsu | = Msc·Ysu / Ivr | = | -6.08 | MPa |
| fsl | = Msc·Ysl / Ivr | = | 2.69 | MPa |
| fcl | = Msc·Yclr / Ivr / nsl | = | 0.61 | MPa |

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 - 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| fsu | = Msc·Ysur / Ivr | = | 89.44 | MPa |
| fsl | = Msc·Yslr / Ivr | = | -42.08 | MPa |
| fcl | = Msc·Yclr / Ivr / nsl | = | -9.23 | MPa |
| fru1 | = Msc·Yru1 / Ivr / nrb | = | 97.73 | MPa |
| fru2 | = Msc·Yru2 / Ivr / nrb | = | 74.17 | MPa |

(3) 응력의 검토

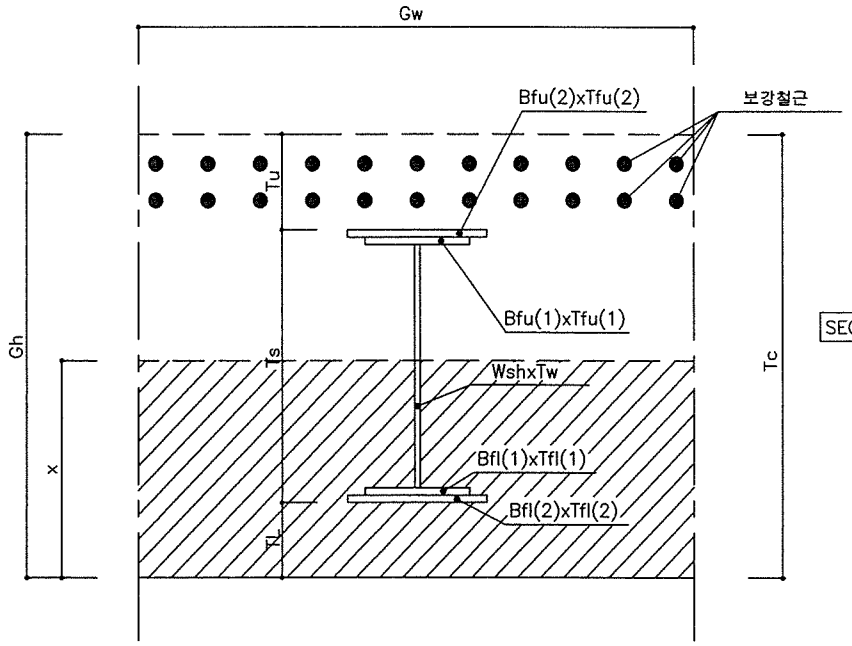
| LOAD CASE | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ① 합성전고정하중 | -6.08 | 2.69 | 0.61 | - | - |
| ② 합성후하중 | 89.44 | -42.08 | -9.23 | 97.73 | 74.17 |

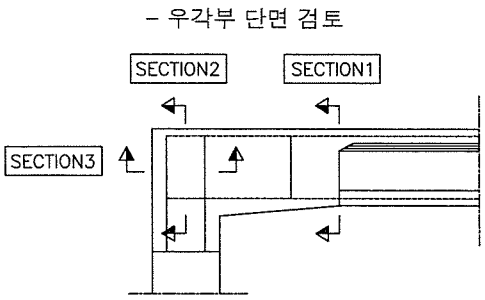
※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)
(-) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

| LOAD COMBINATIONS | | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ∑(①) | | -6.08 | 2.69 | 0.61 | - | - |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | 3.35 | - | - |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | -18.00 | - | - |
| ∑(①~②) | | 83.36 | -39.40 | -8.62 | 97.73 | 74.17 |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 160.00 | 160.00 |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | -18.00 | - | - |
| 검토 | | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

※ 압축:-, 인장:+

## 11 .5 SECTION2 균열단면 검토




- 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1500 mm ] : 헌치높이 = 200 mm

상부 구체 GW : 2450.00
TC : 1500.00

- 강형 단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | BFL(1) | : | 500.00 |
| | BFU(2) | : | 0.00 | | BFL(2) | : | 0.00 |
| | TFU(1) | : | 20.00 | | TFL(1) | : | 20.00 |
| | TFU(2) | : | 0.00 | | TFL(2) | : | 0.00 |
| 복부 | TW | : | 15.00 | 덮개 | TU | : | 160.00 |
| | WSH | : | 940.00 | | TL | : | 360.00 |
| | | | | | TS | : | 980.00 |

- 보강철근 ( Est = 200000.00 MPa )

1단 보강철근

종류: H32 배치간격: 125 mm 덮개: 80 mm

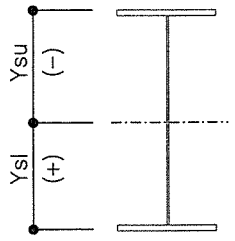
2단 보강철근

종류: H32 배치간격: 125 mm 덮개: 180 mm

- 주요 재료물성치

| | | | |
|---|---|---|---|
| fck | : 구체 콘크리트의 설계기준강도 | 30 | MPa |
| nsl | : 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비 | 7.2 | |
| nrb | : 강재와 보강철근과의 탄성계수비 | 1.0 | |
| nca | : 보강철근과 구체콘크리트와의 탄성계수비 | 7.0 | |

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)




| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | -490 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | -480 | -4800000 | 2304000000 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 0 | 0 | 0 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 480 | 4800000 | 2304000000 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 490 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 34100 | | 0 | 4608000000 | 1038896667 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{34100.0} =$ 0.0 mm  Hs = 980 mm (강형전체높이)

As : (강형의 단면적) = 34100.0 $mm^2$

Ysu = -Hs/2 - es = -490.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 490.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 5646896666.7 $mm^4$

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 125 mm = 19.6 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 125 mm = 19.6 EA

| 철근 | Arb/EA | EA | Arb | y | Arb×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U1.REBAR | 794.2 | 20 | 15566.3 | 1420 | 22104174 |
| U2.REBAR | 794.2 | 20 | 15566.3 | 1320 | 20547542 |
| 계 | | | 31132.6 | | 42651717 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 42651717 / 31133 = 1370 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

| 상부플랜지 | b | h | Asf | y | Asf×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U2.FLG | 0 | 0 | 0 | 1340 | 0 |
| U1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 1330 | 13300000 |
| 계 | | | 10000 | | 13300000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 13300000 / 10000 = 1330 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

| 하부플랜지 | b | h | Asf' | y | Asf'×y |
|---|---|---|---|---|---|
| L1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 370 | 3700000 |
| L2.FLG | 0 | 0 | 0 | 360 | 0 |
| 계 | | | 10000 | | 3700000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 3700000 / 10000 = 370 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 $mm^2$
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 850 mm

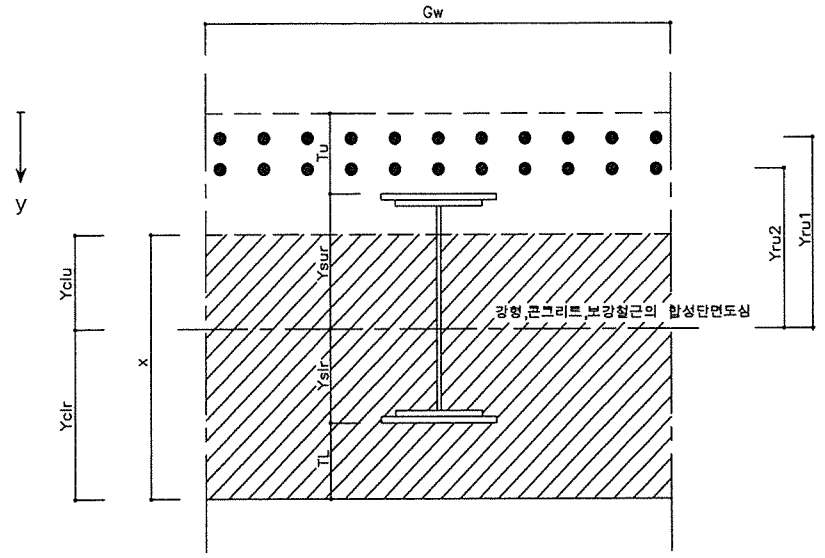
- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw = 485$ mm : 압축부높이

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
$= 462867.6$

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
$= 512196655.0$

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)




| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 7181725349 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 1903781297 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 126673654 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | | | 15187 | 80 | 1214932 | 13346238451 | 0 |
| U2.REBAR | | | 15187 | 180 | 2733598 | 10650757443 | 0 |
| Con'c | 2450 | 485 | 165421 | 1258 | 208038716 | 9542851593 | 3238987184 |
| Web(공제) | 15 | 105 | -219 | 1428 | -312396 | -36816758 | -200011 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -17644504 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 228282 | | 232265862 | 42697566525 | 4277637409 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{232,265,862}{228,282} =$ 1,017 mm  Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −857 mm

Yslr = Hs + Ysur = 123 mm

Ycur = TC − x − es = −2 mm

Yclr = Ycur + x = 483 mm

Yru1 = = −937 mm

Yru2 = = −837 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 46975203934 mm$^4$

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 2936787010 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 54062897 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 1747897951 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | 0 | 0 | 15187 | 80 | 1214932 | 6064403424 | 0 |
| U2.REBAR | 0 | 0 | 15187 | 180 | 2733598 | 4296915960 | 0 |
| Con'c | 2450 | 1500 | 511895 | 750 | 383920902 | 742240424 | 95980225475 |
| U1.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U2.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 170 | -236795 | -409068088 | -46430 |
| Web(공제) | 15 | 940 | -1964 | 650 | -1276602 | -7530477 | -144616126 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -243466506 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 571618 | | 406947046 | 15182242595 | 96874413154 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{406,947,046}{571,618} = 712 \text{ mm}$$ Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −552 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 428 mm

Ycur = −es = −712 mm

Yclr = TC + es = 788 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −632 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −532 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 112056655749 mm$^4$

(4) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면_헌치비고려)

- 연결부가 우각부 내에 존재할때 연결부 이음검토용 단면특성

| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 2304000000 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 0 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 2304000000 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | 0 | 0 | 0 | 80 | 0 | 0 | 0 |
| U2.REBAR | 0 | 0 | 0 | 180 | 0 | 0 | 0 |
| Con'c | 2450 | 1300 | 443642 | 650 | 288367255 | 0 | 62479571961 |
| U1.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U2.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 170 | -236795 | -320926534 | -46430 |
| Web(공제) | 15 | 940 | -1964 | 650 | -1276602 | 0 | -144616126 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -320926534 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 472992 | | 307444870 | 3966146933 | 63373759641 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{307,444,870}{472,992} = 650 \text{ mm}$$ Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −490 mm
Yslr = Hs + Ysu1 = 490 mm

Ycur = −es = −650 mm
Yclr = TC + es = 650 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −570 mm
Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −470 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 67339906574 $mm^4$

### 3) 휨응력검토

#### (1) 단면력 집계

| 구분 | 단위 | 적용치 |
|---|---|---|
| Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 | kN·m | −557.57 |
| Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트 | kN·m | −4014.72 |
| Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력 | kN | 368.80 |
| Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력 | kN | 1231.08 |

#### (2) 단면특성치 집계

| 구분 | Iv | Ysu | Ysl | Ycu | Ycl | Yr1 | Yr2 | A | nsl | nrb |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 5646896667 | −490 | 490 | − | − | − | − | 34100 | − | − |
| ② | 46975203934 | −857 | 123 | −2 | 483 | −937 | −837 | 228282 | 7.2 | 1.0 |

① 합성전 (구체콘크리트)
fsu = Msc·Ysu / Ivr = 48.38 MPa
fsl = Msc·Ysl / Ivr = −48.38 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 − 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)
fsu = Msc·Ysur / Ivr = 73.28 MPa
fsl = Msc·Yslr / Ivr = −10.47 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = −5.74 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 78.16 MPa
fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 69.83 MPa

(3) 응력의 검토

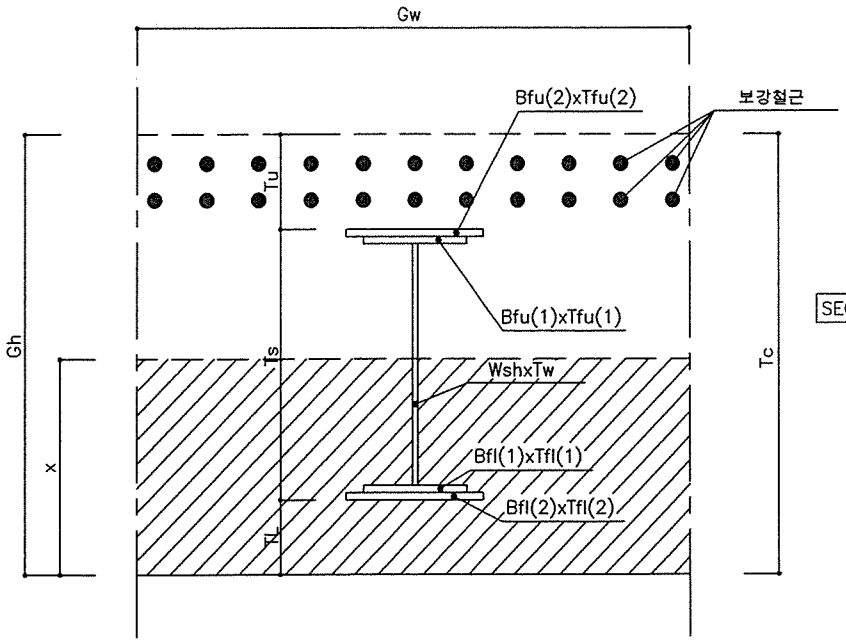
| LOAD CASE | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ① 합성전고정하중 | 48.38 | -48.38 | - | - | - |
| ② 합성후하중 | 73.28 | -10.47 | -5.74 | 78.16 | 69.83 |

※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)
(-) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

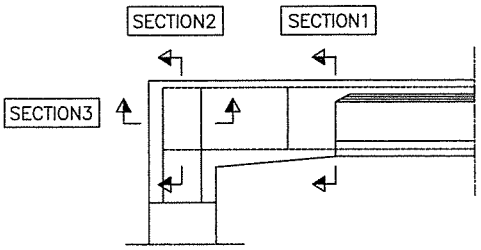
| LOAD COMBINATIONS | | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ∑(①) | | 48.38 | -48.38 | - | - | - |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | - | - | - |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | - | - | - |
| ∑(①~②) | | 121.66 | -58.86 | -5.74 | 78.16 | 69.83 |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 160.00 | 160.00 |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | -18.00 | - | - |
| 검토 | | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

※ 압축:-, 인장:+

## 11 .6 SECTION3 균열단면 검토




- 우각부 단면 검토




- 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1300 mm ]

| | | | |
|---|---|---|---|
| 상부 구체 | GW | : | 2450.00 |
| | TC | : | 1300.00 |

- 강형 단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | ┌ BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | ┌ BFL(1) | : | 500.00 |
| | \| BFU(2) | : | 0.00 | | \| BFL(2) | : | 0.00 |
| | \| TFU(1) | : | 20.00 | | \| TFL(1) | : | 20.00 |
| | └ TFU(2) | : | 0.00 | | └ TFL(2) | : | 0.00 |
| 복부 | ┌ TW | : | 15.00 | 덮개 | ┌ TU | : | 300.00 |
| | └ WSH | : | 660.00 | | \| TL | : | 300.00 |
| | | | | | └ TS | : | 700.00 |

- 보강철근 ( Est = 200000.00 MPa )

1단 보강철근

종류: H32 배치간격: 125 mm 덮개: 100 mm

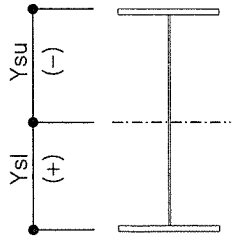
2단 보강철근

종류: H32 배치간격: 125 mm 덮개: 200 mm

- 주요 재료물성치

| | | | |
|---|---|---|---|
| fck | : 구체 콘크리트의 설계기준강도 | 30 | MPa |
| nsl | : 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비 | 7.2 | |
| nrb | : 강재와 보강철근과의 탄성계수비 | 1.0 | |
| nca | : 보강철근과 구체콘크리트와의 탄성계수비 | 7.0 | |

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)




| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | -350 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | -340 | -3400000 | 1156000000 | 333333 |
| Web | 15 | 660 | 9900 | 0 | 0 | 0 | 359370000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 340 | 3400000 | 1156000000 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 350 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 29900 | | 0 | 2312000000 | 360036667 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{29900.0} =$ 0.0 mm  Hs = 700 mm (강형전체높이)

As : (강형의 단면적) = 29900.0 $mm^2$

Ysu = -Hs/2 - es = -350.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 350.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 2672036666.7 $mm^4$

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 125 mm = 19.6 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,450 mm / 125 mm = 19.6 EA

| 철근 | Arb/EA | EA | Arb | y | Arb×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U1.REBAR | 794.2 | 20 | 15566.3 | 1200 | 18679584 |
| U2.REBAR | 794.2 | 20 | 15566.3 | 1100 | 17122952 |
| 계 | | | 31132.6 | | 35802536 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 35802536 / 31133 = 1150 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

| 상부플랜지 | b | h | Asf | y | Asf×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U2.FLG | 0 | 0 | 0 | 1000 | 0 |
| U1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 990 | 9900000 |
| 계 | | | 10000 | | 9900000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 9900000 / 10000 = 990 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

| 하부플랜지 | b | h | Asf' | y | Asf'×y |
|---|---|---|---|---|---|
| L1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 310 | 3100000 |
| L2.FLG | 0 | 0 | 0 | 300 | 0 |
| 계 | | | 10000 | | 3100000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 3100000 / 10000 = 310 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 660 × 15 = 9900 $mm^2$
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 650 mm

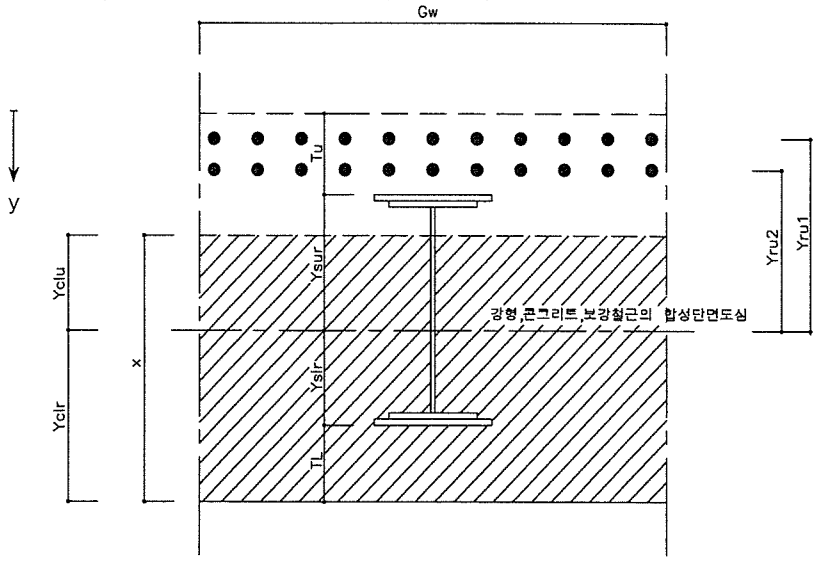
- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 418 mm : 압축부높이

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
= 432714.9

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
= 395435260.4

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)




| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 300 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 310 | 3100000 | 3299319439 | 333333 |
| Web | 15 | 660 | 9900 | 650 | 6435000 | 543925463 | 359370000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 990 | 9900000 | 111519880 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1000 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | | | 15187 | 100 | 1518665 | 9344024443 | 0 |
| U2.REBAR | | | 15187 | 200 | 3037331 | 7113417786 | 0 |
| Con'c | 2450 | 418 | 142771 | 1091 | 155737018 | 6083538287 | 2082361494 |
| Web(공제) | 15 | 98 | -206 | 931 | -191291 | -442897 | -165683 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 990 | -1378981 | -15533719 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1000 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 201445 | | 178157741 | 26479768683 | 2442186046 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{178,157,741}{201,445} = 884 \text{ mm}$$

Hs = 700 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −584 mm

Yslr = Hs + Ysur = 116 mm

Ycur = TC − x − es = −3 mm

Yclr = Ycur + x = 416 mm

Yru1 = = −784 mm

Yru2 = = −684 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2 = 28921954729 \text{ mm}^4$

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 300 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 310 | 3100000 | 958592964 | 333333 |
| Web | 15 | 660 | 9900 | 650 | 6435000 | 9142248 | 359370000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 990 | 9900000 | 1371876224 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1000 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | 0 | 0 | 15187 | 100 | 1518665 | 4100337820 | 0 |
| U2.REBAR | 0 | 0 | 15187 | 200 | 3037331 | 2673972303 | 0 |
| Con'c | 2450 | 1300 | 443642 | 650 | 288367255 | 409685318 | 62479571961 |
| U1.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 300 | 0 | 0 | 0 |
| U2.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 310 | -431802 | -133523401 | -46430 |
| Web(공제) | 15 | 660 | -1379 | 650 | -896338 | -1273433 | -50057018 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 990 | -1378981 | -191090053 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1000 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 499750 | | 309651130 | 9197719990 | 62789458749 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{309,651,130}{499,750} = 620 \text{ mm}$$

Hs = 700 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = -320 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 380 mm

Ycur = -es = -620 mm

Yclr = TC + es = 680 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = -520 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = -420 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2 = 71987178740 \text{ mm}^4$

3) 휨응력검토

(1) 단면력 집계

| 구분 | 단위 | 적용치 |
|---|---|---|
| Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 | kN·m | -534.03 |
| Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트 | kN·m | -4148.81 |
| Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력 | kN | 97.71 |
| Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력 | kN | 444.82 |

(2) 단면특성치 집계

| 구분 | Iv | Ysu | Ysl | Ycu | Ycl | Yr1 | Yr2 | A | nsl | nrb |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 2672036667 | -350 | 350 | - | - | - | - | 29900 | - | - |
| ② | 28921954729 | -584 | 116 | -3 | 416 | -784 | -684 | 201445 | 7.2 | 1.0 |

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = 69.95 MPa

fsl = Msc·Ysl / Ivr = -69.95 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 - 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 83.83 MPa

fsl = Msc·Yslr / Ivr = -16.58 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = -8.30 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 109.78 MPa

fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 95.78 MPa

(3) 응력의 검토

| LOAD CASE | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ① 합성전고정하중 | 69.95 | -69.95 | - | - | - |
| ② 합성후하중 | 83.83 | -16.58 | -8.30 | 109.78 | 95.78 |

※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)

(-) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

| LOAD COMBINATIONS | | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ∑(①) | | 69.95 | -69.95 | - | - | - |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | - | - | - |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | - | - | - |
| ∑(①~②) | | 153.78 | -86.53 | -8.30 | 109.78 | 95.78 |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 160.00 | 160.00 |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | -18.00 | - | - |
| 검토 | | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

※ 압축:-, 인장:+

## 11 . 7 기타검토

* 부재력 및 단면특성의 조합

- 응력

<단위 : MPa>

| STEP | 조건 | 강형 상면응력 | 강형 하면응력 | 하부케이싱 상면응력 | 하부케이싱 하면응력 | 하중 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcu | fcl | | |
| 1 | 프리플렉션 하중 | -255.60 | 255.60 | - | - | P.F 하중 | 접합면 용접설계 |

- 전단력

<단위 : kN>

| STEP | 조건 | 각 SECTION 별 전단력 | | | | 하중 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | SECTION 1 | SECTION 8 | SECTION 25 | SECTION 32 | | |
| 1 | 프리플렉션 하중 | 1208.77 | 0.00 | 0.00 | 1208.77 | P.F 하중 | 접합면 용접설계, 전단응력 검토 |
| 6 | 합성전 | 267.27 | 133.65 | 133.65 | 267.27 | 거더자중 및 바닥판 | |
| 7 | 합성후 | 901.97 | 598.12 | 598.12 | 901.97 | 추가고정 +활하중 | |
| - | 활하중 | 408.21 | 242.22 | 242.22 | 408.21 | DB+DL+ 보도활하중 | |

## 14.7.1 전단연결재

### 1) 정모멘트부

#### (1) 하부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 릴리즈에 의한 전단응력

○ 하부케이싱 콘크리트 평균응력

$fcm = | fcu + fcl | / 2$

▶ fcu : 하부케이싱 콘크리트 상연응력 (MPa)
fcl : 하부케이싱 콘크리트 하연응력 (MPa)

○ 수평전단력

$V = fcm \times Acn$

▶ Acn : 하부케이싱 콘크리트 순단면적 ($mm^2$)

○ 전단흐름

$fm = V / (전단흐름\ 발생길이)$

▶ 전단흐름 발생길이 : 계산지간 / 4 = 4.00 m

○ 강재와 하부케이싱 콘크리트 사이의 전단응력

$\tau = fm / Ls$

▶ Ls : 하부플랜지 주변길이 (mm)

| NO. | 단면 TYPE | fcu (MPa) | fcl (MPa) | fcm (MPa) | Acn ($mm^2$) | V (kN) | fm (kN/m) | Ls (mm) | τ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | -1.01 | -2.88 | 1.95 | 200200 | 389.80 | 97.45 | 1080.00 | 0.09 |
| 2 | 1 | -2.02 | -5.77 | 3.89 | 200200 | 779.60 | 194.90 | 1080.00 | 0.18 |
| 3 | 2 | -3.03 | -8.65 | 5.84 | 200200 | 1169.40 | 292.35 | 1080.00 | 0.27 |
| 4 | 2 | -4.04 | -11.54 | 7.79 | 200200 | 1559.20 | 389.80 | 1080.00 | 0.36 |
| 5 | 2 | -5.05 | -14.42 | 9.74 | 200200 | 1949.00 | 487.25 | 1080.00 | 0.45 |
| 6 | 3 | -6.06 | -17.31 | 11.68 | 200200 | 2338.81 | 584.70 | 1080.00 | 0.54 |
| 7 | 3 | -7.07 | -20.19 | 13.63 | 200200 | 2728.61 | 682.15 | 1080.00 | 0.63 |
| 8 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 9 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 10 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 11 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 12 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 13 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 14 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 15 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 16 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |

② 전단연결재의 배치

[철도교설계기준(노반편), P9-115]

○ 사용스터트 종류

| 구 분 | TYPE1 | TYPE2 | TYPE3 | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| Stud 직경 (d) | 22 | 22 | 22 | mm |
| Stud 길이 (H) | 60 | 60 | 60 | mm |

○ 콘크리트와 하부플랜지 사이의 부착응력

$\tau oa = 0.13 \times \sqrt{(fci')}$

▸ 콘크리트 초기강도 : fci' = 40.5 MPa

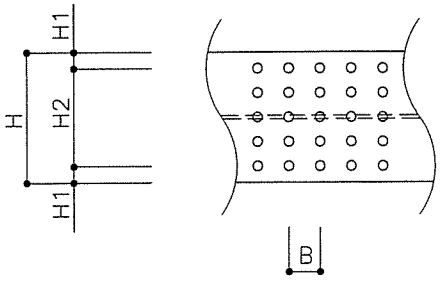
부착응력 : τoa = 0.83 MPa

☞ τoa ≥ τ 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계

τoa < τ 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계

○ 소요개수 및 배치간격

Req'N = fm / Qa




▸ Qa : 전단연결재 1개의 내력

$Qa = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(fci')}$ ( H/d ≥ 5.5 )

$Qa = 1.74 \times d \times H \times \sqrt{(fci')}$ ( H/d < 5.5 )

| 구 분 | TYPE1 | TYPE2 | TYPE3 | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| H / d | 2.73 | 2.73 | 2.73 | |
| Qa | 14532.74 | 14532.74 | 14532.74 | N/EA |

▸ B : 교축방향 배치간격 (cm)

| NO. | 단면 TYPE | τ : τoa | 소요개수 (EA/m) | 교축직각방향 배치간격 (mm) | | | 교축방향 배치간격 | 배치개수 (EA/m) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | H | H1 | H2 | | | |
| 1 | 1 | 1/3 | 2.24 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 2 | 1 | 1/3 | 4.47 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 3 | 2 | 1/3 | 6.71 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 4 | 2 | 1/3 | 8.94 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 5 | 2 | 1/3 | 11.18 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 6 | 2 | 1/3 | 13.41 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 7 | 2 | 1/3 | 15.65 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 8 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 9 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 10 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 11 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 12 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 13 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 14 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 15 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 16 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |

○ STUD 배치 및 간격 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

STUD의 최대간격

하부케이싱 콘크리트 두께의 3배 ( 3 × 300 = 900 mm ) 이고 60 mm 이하

☞ 200 mm 이하 사용 O.K

STUD의 최소간격

교축방향 : 5 × d = 110 mm or 100 mm ☞ 200 mm 사용 O.K

교축직각방향 : d + 30 = 52 mm ☞ 100 mm 사용 O.K

최소연단순간격 : 25 mm < 50 − 22 / 2 = 39 mm 사용 O.K

③ 전단연결재의 피로설계

○ 수평전단력 범위

$Sr = Vr \times Q / I$

▸ Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)

Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트($mm^2$)

I : 합성단면의 단면2차모멘트($mm^4$)

$Q = Ac / n \times dvc$

▸ Ac : 하부케이싱 콘크리트 단면적 ($mm^2$)

n : 탄성계수비

dvc : 합성단면 도심에서 하부케이싱 콘크리트 도심까지 거리 (mm)

○ 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \times d^2 =$ 39 × 22 $^2$ = 18876.00 N

▸ Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (N)

β : 39 ( 하중 반복회수 : 2,000,000회 이상 )

○ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d0 = \sum Zr / Sr$

▸ d0 : 전단연결재의 간격 (mm)

∑ Zr : ∑ Zr = n × Zr (N)

n : 한 단면에 설치된 전단연결재의 총 개수

○ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

| NO. | I ($mm^4$) | Q ($mm^3$) | Vr (N) | Sr (N/mm) | n | ∑ Zr (N) | 소요간격 do (mm) | 배치간격 (mm) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 37037897154 | 21594688 | 408205.00 | 238.00 | 4 | 75504.00 | 317.24 | 200.00 | O.K |
| 2 | 37037897154 | 21594688 | 387778.40 | 226.09 | 4 | 75504.00 | 333.95 | 200.00 | O.K |
| 3 | 37037897154 | 21594688 | 367264.60 | 214.13 | 4 | 75504.00 | 352.61 | 200.00 | O.K |
| 4 | 37037897154 | 21594688 | 346620.00 | 202.09 | 4 | 75504.00 | 373.61 | 200.00 | O.K |
| 5 | 37037897154 | 21594688 | 325888.20 | 190.01 | 4 | 75504.00 | 397.38 | 200.00 | O.K |
| 6 | 37037897154 | 21594688 | 305091.00 | 177.88 | 4 | 75504.00 | 424.46 | 200.00 | O.K |
| 7 | 37037897154 | 21594688 | 284184.80 | 165.69 | 4 | 75504.00 | 455.69 | 200.00 | O.K |
| 8 | 37037897154 | 21594688 | 263235.00 | 153.48 | 4 | 75504.00 | 491.96 | 200.00 | O.K |
| 9 | 37037897154 | 21594688 | 242219.80 | 141.22 | 4 | 75504.00 | 534.64 | 200.00 | O.K |
| 10 | 37037897154 | 21594688 | 221161.00 | 128.95 | 4 | 75504.00 | 585.55 | 200.00 | O.K |
| 11 | 37037897154 | 21594688 | 200080.40 | 116.66 | 4 | 75504.00 | 647.24 | 200.00 | O.K |
| 12 | 37037897154 | 21594688 | 178956.20 | 104.34 | 4 | 75504.00 | 723.64 | 200.00 | O.K |
| 13 | 37037897154 | 21594688 | 157810.20 | 92.01 | 4 | 75504.00 | 820.61 | 200.00 | O.K |
| 14 | 37037897154 | 21594688 | 136642.40 | 79.67 | 4 | 75504.00 | 947.73 | 200.00 | O.K |
| 15 | 37037897154 | 21594688 | 115496.40 | 67.34 | 4 | 75504.00 | 1121.25 | 200.00 | O.K |
| 16 | 37037897154 | 21594688 | 94350.40 | 55.01 | 4 | 75504.00 | 1372.54 | 200.00 | O.K |

④ 전단연결재의 극한강도검토

○ 전단연결재의 극한강도

$Vu = 0.4 \times d^2 \times \sqrt{(fck \times Ec)}$ = 0.4 × 22 ² × √ ( 45 × 31928.43 )

= 232060.05 N > Asc × fu

( Asc × fu = π /4 × 22 ² × 410 = 155854.41 N )

∴Vu = 155854.41 N

▸ Vu : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, Vu ≤ Asc × fu
d : 전단연결재 지름 (mm)
fck : 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)
Asc : 전단연결재의 단면적 ($mm^2$)
fu : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

○ 최대 정모멘트부의 하부케이싱 콘크리트에 작용하는 힘 (P) - P1, P2 중 작은 값을 취한다.

$P1 = As \times fy$

▸ As : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적 ($mm^2$)
fy : 사용된 강재의 공칭항복응력 355.00 (MPa)

$P2 = 0.85 \times fck \times b \times ts$

▸ b : 하부케이싱 콘크리트 폭 (mm)
ts : 하부케이싱 콘크리트 두께 300.00 (mm)

○ 전단연결재 필요개수

$N1 = P / (\Phi \times Vu)$

▸ N1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 필요개수
P : P1, P2중 작은 값

○ 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

| NO. | b (mm) | As ($mm^2$) | P1 (N) | P2 (N) | P (N) | 필요개수 N1 | 설치개수 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 2 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 3 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 4 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 5 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 6 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 7 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 8 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 9 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 10 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 11 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 12 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 13 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 14 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 15 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 16 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |

(2) 상부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 합성후하중에 의한 수평전단력

$Sv = V \times Q / Iv$

▸ Sv : 수평전단력
V : 합성후하중에 의한 수직전단력 (활하중 포함)
Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ac / n \times dvc$

▸ dvc : 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지 거리

| NO. | 단면 TYPE | Ac/n ($mm^2$) | dvc (mm) | Q ($mm^3$) | Iv ($mm^4$) | $V_d+V_{l+i}$ (kN) | Sv (N/mm) | Ls (mm) | τ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 901.97 | 821.53 | 1080.00 | 0.76 |
| 2 | 1 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 864.36 | 787.28 | 1080.00 | 0.73 |
| 3 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 826.61 | 752.89 | 1080.00 | 0.70 |
| 4 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 788.75 | 718.42 | 1080.00 | 0.67 |
| 5 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 750.80 | 683.85 | 1080.00 | 0.63 |
| 6 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 712.75 | 649.19 | 1080.00 | 0.60 |
| 7 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 674.61 | 614.45 | 1080.00 | 0.57 |
| 8 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 636.41 | 579.66 | 1080.00 | 0.54 |
| 9 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 598.12 | 544.78 | 1080.00 | 0.50 |
| 10 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 559.80 | 509.88 | 1080.00 | 0.47 |
| 11 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 521.43 | 474.93 | 1080.00 | 0.44 |
| 12 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 483.02 | 439.94 | 1080.00 | 0.41 |
| 13 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 444.60 | 404.95 | 1080.00 | 0.37 |
| 14 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 406.16 | 369.94 | 1080.00 | 0.34 |
| 15 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 367.72 | 334.93 | 1080.00 | 0.31 |
| 16 | 2 | 106453.17 | 316.90 | 33735057 | 37037897154 | 329.30 | 299.94 | 1080.00 | 0.28 |

▸ $V_d$ : 합성후 고정하중에의한 수직전단력, $V_{l+i}$ : 충격을 포함한 활하중에 의한 수직전단력

② 전단연결재의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

○ 사용스터트 종류

| 구 분 | TYPE1 | TYPE2 | TYPE3 | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| Stud 직경 (d) | 22 | 22 | 22 | mm |
| Stud 길이 (H) | 60 | 60 | 60 | mm |

○ 콘크리트와 하부플랜지 사이의 부착응력

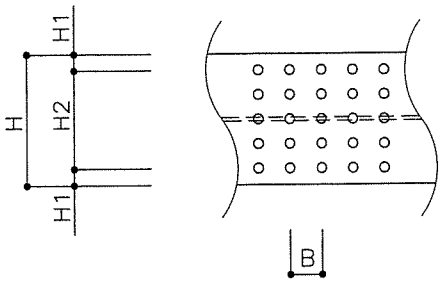
$\tau oa = 0.13 \times \sqrt{(fci')}$

▸ 콘크리트 초기강도 : fci' = 30.00 MPa
부착응력 : τoa = 0.71 MPa

☞ τoa ≥ τ 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계
τoa < τ 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계

○ 소요개수 및 배치간격

Req'N = fm / Qa




▸ Qa : 전단연결재 1개의 내력

$Qa = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(fci')}$ ( $H/d \geq 5.5$ )

$Qa = 1.74 \times d \times H \times \sqrt{(fci')}$ ( $H/d < 5.5$ )

| 구 분 | TYPE1 | TYPE2 | TYPE3 | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| H / d | 2.73 | 2.73 | 2.73 | |
| Qa | 12580.09 | 12580.09 | 12580.09 | N/EA |

▸ B : 교축방향 배치간격 (mm)

| NO. | 단면 TYPE | τ : τoa | 소요개수 (EA/m) | 교축직각방향 배치간격 (mm) | | | 교축방향 배치간격 | 배치개수 (EA/m) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | H | H1 | H2 | | | |
| 1 | 1 | 1 | 65.30 | 400 | 44 | 6 @ 52 = 312 | 100 | 70.00 | O.K |
| 2 | 1 | 1 | 62.58 | 400 | 44 | 6 @ 52 = 312 | 100 | 70.00 | O.K |
| 3 | 2 | 1/3 | 19.95 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 4 | 2 | 1/3 | 19.04 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 5 | 2 | 1/3 | 18.12 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 6 | 2 | 1/3 | 17.20 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 7 | 2 | 1/3 | 16.28 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 8 | 2 | 1/3 | 15.36 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 9 | 2 | 1/3 | 14.44 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 10 | 2 | 1/3 | 13.51 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 11 | 2 | 1/3 | 12.58 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 12 | 2 | 1/3 | 11.66 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 13 | 2 | 1/3 | 10.73 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 14 | 2 | 1/3 | 9.80 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 15 | 2 | 1/3 | 8.87 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 16 | 2 | 1/3 | 7.95 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |

○ STUD 배치 및 간격 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

STUD의 최대간격

바닥판 콘크리트 두께의 3배 ( 3 × 150 = 450 mm ) 이고 600 mm 이하

☞ 200 mm 이하 사용 O.K

STUD의 최소간격

교축방향 : 5 × d = 110 mm or 100 mm ☞ 100 mm 사용 O.K

교축직각방향 : d + 30 = 52 mm ☞ 52 mm 사용 O.K

최소연단순간격 : 25 mm < 44 − 22 / 2 = 33 mm 사용 O.K

③ 전단연결재의 피로설계

○ 수평전단력 범위

$Sr = Vr \times Q / I$

▸ Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)
Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)
Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트($mm^3$)
I : 합성단면의 단면2차모멘트($mm^4$)

$Q = Ac / n \times dvc$

▸ Ac : 바닥판 콘크리트 단면적 ($mm^2$)
n : 탄성계수비
dvc : 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지 거리 (mm)

○ 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \times d^2 =$ 39 × 22 $^2$ = 18876.00 kN

▸ Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (kN)
β : 39 ( 하중 반복회수 : 2,000,000회 이상 )

○ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d0 = \sum Zr / Sr$

▸ d0 : 전단연결재의 간격 (mm)
$\sum Zr$ : $\sum Zr = n \times Zr$ (kN)
n : 한 단면에 설치된 전단연결재의 총 개수

○ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

| NO. | I ($mm^4$) | Q ($mm^3$) | Vr (N) | Sr (N/mm) | n | $\sum Zr$ (N) | 소요간격 do (mm) | 배치간격 (mm) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 37037897154 | 30280994 | 408205.00 | 333.74 | 7 | 132132.00 | 395.92 | 100.00 | O.K |
| 2 | 37037897154 | 30280994 | 387778.40 | 317.04 | 7 | 132132.00 | 416.77 | 100.00 | O.K |
| 3 | 37037897154 | 30280994 | 367264.60 | 300.26 | 4 | 75504.00 | 251.46 | 200.00 | O.K |
| 4 | 37037897154 | 30280994 | 346620.00 | 283.39 | 4 | 75504.00 | 266.44 | 200.00 | O.K |
| 5 | 37037897154 | 30280994 | 325888.20 | 266.44 | 4 | 75504.00 | 283.39 | 200.00 | O.K |
| 6 | 37037897154 | 30280994 | 305091.00 | 249.43 | 4 | 75504.00 | 302.70 | 200.00 | O.K |
| 7 | 37037897154 | 30280994 | 284184.80 | 232.34 | 4 | 75504.00 | 324.97 | 200.00 | O.K |
| 8 | 37037897154 | 30280994 | 263235.00 | 215.21 | 4 | 75504.00 | 350.83 | 200.00 | O.K |
| 9 | 37037897154 | 30280994 | 242219.80 | 198.03 | 4 | 75504.00 | 381.27 | 200.00 | O.K |
| 10 | 37037897154 | 30280994 | 221161.00 | 180.81 | 4 | 75504.00 | 417.58 | 200.00 | O.K |
| 11 | 37037897154 | 30280994 | 200080.40 | 163.58 | 4 | 75504.00 | 461.57 | 200.00 | O.K |
| 12 | 37037897154 | 30280994 | 178956.20 | 146.31 | 4 | 75504.00 | 516.06 | 200.00 | O.K |
| 13 | 37037897154 | 30280994 | 157810.20 | 129.02 | 4 | 75504.00 | 585.21 | 200.00 | O.K |
| 14 | 37037897154 | 30280994 | 136642.40 | 111.71 | 4 | 75504.00 | 675.87 | 200.00 | O.K |
| 15 | 37037897154 | 30280994 | 115496.40 | 94.43 | 4 | 75504.00 | 799.61 | 200.00 | O.K |
| 16 | 37037897154 | 30280994 | 94350.40 | 77.14 | 4 | 75504.00 | 978.82 | 200.00 | O.K |

## 2) SRC 부재에 설치되는 전단연결재(각형)

### (1) 하부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 수평전단력 (도로교설계기준 P147)

$Sv = V \times Q / Iv$

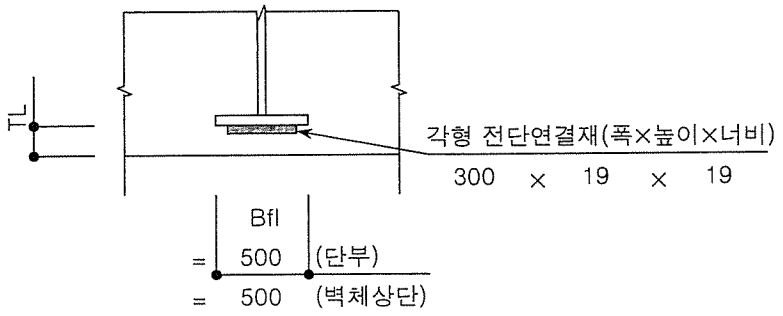
- Sv : 수평전단력
- V : 수직전단력(활하중 포함)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
- Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ain / nsl \times dvc$

- dvc : 합성단면 도심에서 고려하는 콘크리트 도심까지 거리
- Ain : 고려하는 콘크리트 단면적

| 단면 TYPE | Ain/nsl (mm²) | dvc (mm) | Q (mm²) | Iv (mm⁴) | V (kN) | Sv (N/mm) | Ll (mm) | v (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 단부 | 122855 | 608 | 74705319 | 112056655749 | 502.48 | 334.99 | 1040 | 0.32 |
| 벽체상단 | 102379 | 530 | 54300592 | 71987178740 | 444.82 | 335.53 | 1040 | 0.32 |

② 전단연결재 제원 및 배치




| $A_1$ (㎟) | A (㎟) | Ra | fba (MPa/EA) | Qa (N/EA) | Sv' (N/mm) | Req'N (EA/m) | 배치간격 (mm/EA) | 배치개수 (EA/m) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5,700 | 180,000 | 5.00 | 22.50 | 128250.00 | 111.66 | 0.87 | 300 | 3.33 | O.K |
| 5,700 | 150,000 | 5.00 | 22.50 | 128250.00 | 111.84 | 0.87 | 300 | 3.33 | O.K |

여기서,
- $A_1$ : 전단연결재의 앞면적 ( = 300 × 19 = 5,700 mm²)
- A : 전단연결재가 부담하는 콘크리트 면적(=TL·Bfl)
- Ra = $A / A_1 < 5$
- fba : 콘크리트의 허용지압응력(=(0.25 + 0.05·Ra)·fck)
- $fck_1$ : 설계기준강도 ( = 45.00 MPa)
- Qa : 전단연결재의 허용전단력(=fba·$A_1$ )
- Sv' : 부착응력을 고려한 수평전단력
  - a) voa ≥ v 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv/3)
  - b) voa < v 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv )

  여기서, voa(부착응력) = $0.13 \cdot \sqrt{(fck_1)}$ = 0.87 MPa
- Req'N : 전단연결재 소요개수(=Sv'/Qa·(1000))

③ 전단연결재의 간격검토

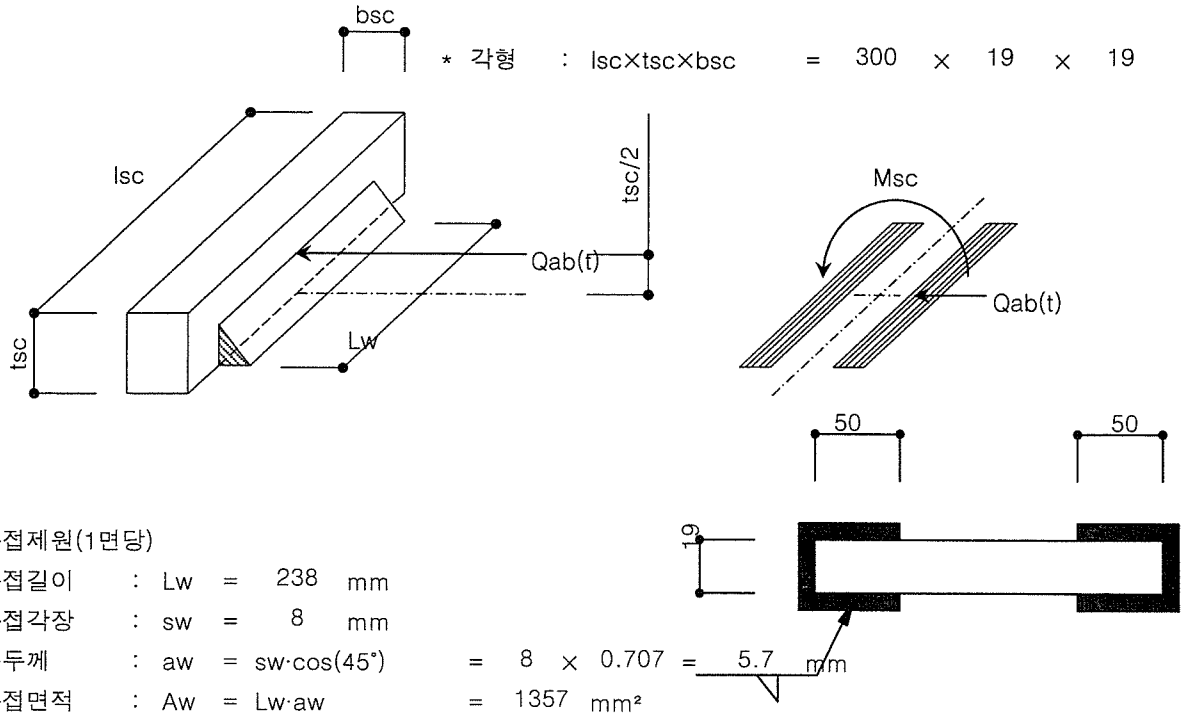
- 최대간격

s_max = Min ( 3·Tc , 600 mm )
= Min ( 1080 mm, 600 mm ) = 600 mm ≥ 300 mm ☞ O.K!

- 최소간격

s_min = 3.5 × h = 3.5 × 19 = 66.5 mm ≤ 300 mm ☞ O.K!

④ 전단연결재의 용접




- 용접제원(1면당)

용접길이 : Lw = 238 mm
용접각장 : sw = 8 mm
목두께 : aw = sw·cos(45°) = 8 × 0.707 = 5.7 mm
용접면적 : Aw = Lw·aw = 1357 mm²

- 용접부의 허용응력 ( SM 520 사용 )

허용휨응력 : fwa = 215 × 1.7 = 365.50 MPa
허용전단응력 : vwa = 125 × 1.7 = 212.50 MPa

※ 블록 또는 ㄷ형강과 반원형철근, 전단연결재와 주형의 플랜지와의 필렛용접부의 허용응력을 70% 증가

- 응력 검토

| 휨응력 검토 | | | | 전단응력 검토 | | | 조합응력 검토 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Msc (N·mm) | fw (MPa) | fwa (MPa) | 비 고 | vw (MPa) | vwa (MPa) | 비 고 | f (MPa) | 제한치 (MPa) | 비 고 |
| 1218375.00 | 43.96 | 365.50 | O.K! | 47.25 | 212.50 | O.K! | 0.06 | 1.20 | O.K! |
| 1218375.00 | 43.96 | 365.50 | O.K! | 47.25 | 212.50 | O.K! | 0.06 | 1.20 | O.K! |

여기서, Msc : 용접부에 작용하는 휨모멘트(=Qa·tsc/2)
Iw : 용접부의 단면2차모멘트
= 2·[Lw·aw³/ 12 + Aw·{(bsc + aw)/2}² = 421,292 mm⁴
Yw : 도심으로부터 연단까지 거리
= bsc/2 + aw = 15.2 mm
fw : 용접부에 발생하는 휨응력(=Msc·Yw / Iw)

vw : 용접부에 작용하는 전단응력(=Qa / (2·Aw))

f : 조합응력 검토

$$= \left(\frac{fw}{fwa}\right)^2 + \left(\frac{vw}{vwa}\right)^2 < 1.2$$

⑤ 전단연결재의 안전도 검사

$Qv = 3/5 \cdot fck_1 \cdot A_1$

$= 3/5 \times 45 \times 5,700 = 153900.00$ N $> Qa = 128250.00$ N ☞ O.K!

(2) 상부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 수평전단력 (도로교설계기준 P147)

$Sv = V \times Q / Iv$

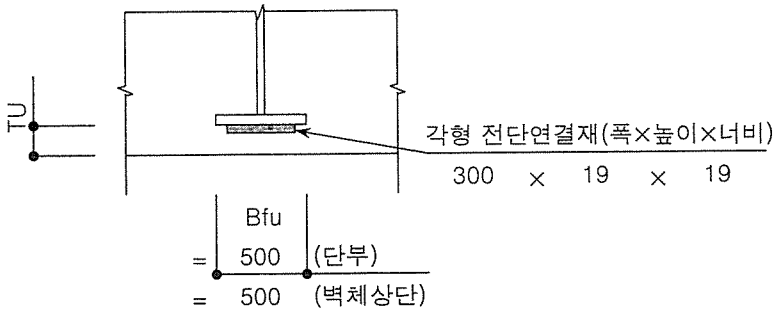
▸ Sv : 수평전단력
V : 수직전단력(활하중 포함)
Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ain / nsl \times dvc$

▸ dvc : 합성단면 도심에서 고려하는 콘크리트 도심까지 거리
Ain : 고려하는 콘크리트 단면적

| 단면 TYPE | Ain/nsl (mm²) | dvc (mm) | Q (mm²) | Iv (mm⁴) | V (kN) | Sv (N/mm) | Ll (mm) | v (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 단부 | 54602 | 632 | 34504220 | 112056655749 | 502.48 | 154.72 | 1040 | 0.15 |
| 벽체상단 | 102379 | 470 | 48078315 | 71987178740 | 444.82 | 297.08 | 1040 | 0.29 |

② 전단연결재 제원 및 배치




| $A_1$ (㎟) | A (㎟) | Ra | fba (MPa/EA) | Qa (N/EA) | Sv' (N/mm) | Req'N (EA/m) | 배치간격 (mm/EA) | 배치개수 (EA/m) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5,700 | 80,000 | 5.00 | 22.50 | 128250.00 | 51.57 | 0.40 | 300 | 3.33 | O.K! |
| 5,700 | 150,000 | 5.00 | 22.50 | 128250.00 | 99.03 | 0.77 | 300 | 3.33 | O.K! |

여기서, $A_1$ : 전단연결재의 앞면적 ( = 300 × 19 = 5,700 mm²)

A : 전단연결재가 부담하는 콘크리트 면적(=TL·Bfu)

Ra = $A / A_1 < 5$

fba : 콘크리트의 허용지압응력(=(0.25 + 0.05·Ra)·fck)

$fck_1$ : 설계기준강도 ( = 45.00 MPa)

Qa : 전단연결재의 허용전단력(=fba·$A_1$ )

Sv' : 부착응력을 고려한 수평전단력

a) voa ≥ v 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계⇒(Sv' = Sv/3)

b) voa < v 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv )

여기서, voa(부착응력) = $0.13\cdot\sqrt{(fck_1)}$ = 0.87 MPa

Req'N : 전단연결재 소요개수(=Sv'/Qa·(1000))

③ 전단연결재의 간격검토

- 최대간격

s_max = Min ( 3·Tc , 600 mm )

= Min ( 480 mm, 600 mm ) = 480 mm ≥ 300 mm ☞ O.K!

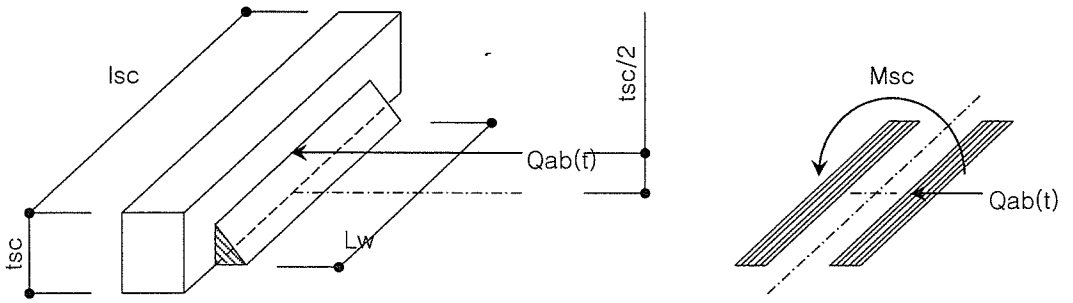
- 최소간격

s_min = 3.5 × h = 3.5 × 19 = 66.5 mm ≤ 300 mm ☞ O.K!

④ 전단연결재의 용접




* 각형 : lsc×tsc×bsc = 300 × 19 × 19




- 용접제원(1면당)

용접길이 : Lw = 250 mm

용접각장 : sw = 8 mm

목두께 : aw = sw·cos(45°) = 8 × 0.707 = 5.7 mm

용접면적 : Aw = Lw·aw = 1425 $mm^2$

- 용접부의 허용응력 ( SM 520 사용 )

허용휨응력 : fwa = 215 × 1.7 = 365.50 MPa

허용전단응력 : vwa = 125 × 1.7 = 212.50 MPa

※ 볼록 또는 ㄷ형강과 반원형철근, 전단연결재와 주형의 플랜지와의 필렛용접부의 허용응력을 70% 증가

- 응력 검토

| 휨응력 검토 | | | | 전단응력 검토 | | | 조합응력 검토 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Msc (N·mm) | fw (MPa) | fwa (MPa) | 비 고 | vw (MPa) | vwa (MPa) | 비 고 | f – | 제한치 – | 비 고 |
| 1218375.00 | 41.86 | 365.50 | O.K! | 45.00 | 212.50 | O.K! | 0.06 | 1.20 | O.K! |
| 1218375.00 | 41.86 | 365.50 | O.K! | 45.00 | 212.50 | O.K! | 0.06 | 1.20 | O.K! |

여기서, Msc : 용접부에 작용하는 휨모멘트(=Qa·tsc/2)

Iw : 용접부의 단면2차모멘트

= $2\cdot[Lw\cdot aw^3/12 + Aw\cdot\{(bsc + aw)/2\}^2$ = 442,406 $mm^4$

Yw : 도심으로부터 연단까지 거리

= bsc/2 + aw = 15.2 mm

fw : 용접부에 발생하는 휨응력(=Msc·Yw / Iw)

vw : 용접부에 작용하는 전단응력(=Qa / (2·Aw))

f : 조합응력 검토

$$= \left(\frac{fw}{fwa}\right)^2 + \left(\frac{vw}{vwa}\right)^2 < 1.2$$

⑤ 전단연결재의 안전도 검사

Qv = $3/5 \cdot fck_1 \cdot A_1$

= 3/5 × 45 × 5,700 = 153900.00 N > Qa = 128250.00 N ☞ O.K!

## 14.7.2 전단응력 검토

[철도교설계기준(노반편), P9-47]

Vmax = 1208.8 kN (교대부) (STEP 1)

$$\tau = V / Aw = \frac{1208.8 \times 1000}{940.0 \times 15.0} = 85.7 \text{ MPa} < \tau a = 120.00 \text{ MPa}$$ ☞ O.K

## 14.7.3 GIRDER 접합면 용접 계산 ( fy = 355.00 MPa )

* 프리플렉션 하중 재하시 ( STEP1 )에서 강재에 최대응력이 발생함.

최대응력 fsu = -255.60 MPa

fsl = 255.60 MPa

* UPPER FLANGE AREA : 400 × 20.0 = 8000.0 mm²

LOWER FLANGE AREA : 400 × 20.0 = 8000.0 mm²

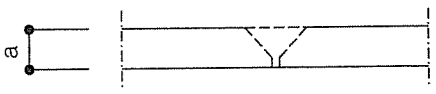
$P_U$ = 8000.0 × -255.6 = -2044800.0 N

$P_L$ = 8000.0 × 255.6 = 2044800.0 N

1) UPPER FLANGE

a = 20.0 mm ( 목두께 )

l = 400.0 mm



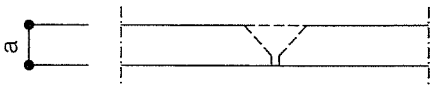

용접부에 작용하는 압축응력

$$f = \frac{P}{a \times l} = \frac{2044800.0}{20.0 \times 400.0} = 255.6 \text{ MPa} < fsa$$ ☞ O.K

( fsa = 0.9 fy = 319.5 MPa )

2) LOWER FLANGE

a = 20.0 mm ( 목두께 )
l = 400.0 mm



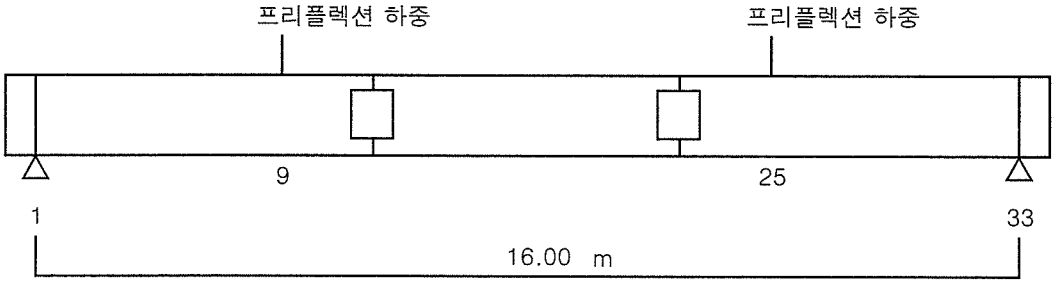

용접부에 작용하는 인장응력

$$f = \frac{P}{a \times l} = \frac{2044800.0}{20.0 \times 400.0} = 255.6 \text{ MPa} < fsa \text{ ☞ O.K}$$

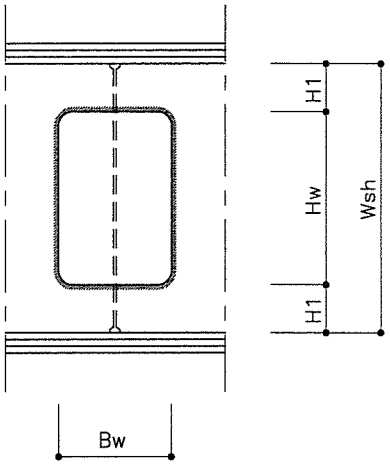
( fsa = 0.8 fy = 284.0 MPa )

3) WEB 접합

* WEB 접합강재의 위치 ( 프리플렉션하중에 의한 전단력발생구간과 BEAM의 중앙부를 피해서 배치한다)




* WEB 접합강재의 검토




| 접합강재 | | 배 치 | |
|---|---|---|---|
| Bw | 400 | H1 | 120 |
| t | 15 | H2 | 120 |
| Hw | 700 | WSH | 940 |

<단위 : mm>

* Shear Force :

① 프리플렉션 하중재하시
V = 0.00 kN

② 완성후 (최대하중에 의한 전단력)
$V_8$ = 974.0 kN
(SECTION 10 → 안전측으로 SECTION 8 )

$V_{25}$ = 974.0 kN
(SECTION 22 → 안전측으로 SECTION 25 )

③ 설계하중
MAX V = 974.0 kN

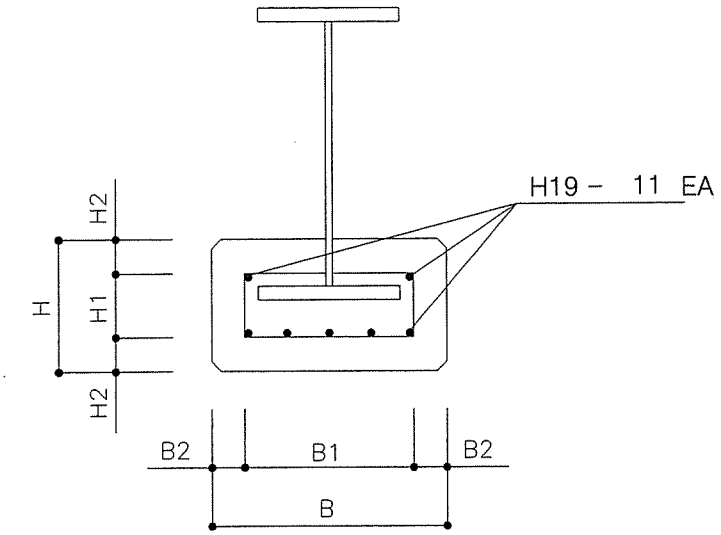
$$* \quad \tau = \frac{974.0 \times 1000}{7.0 \times 0.707 \times ( 400 + 700 ) \times 2EA}$$

= 89.5 MPa < τsa ☞ O.K

(τsa = = 120.0 MPa
☞ O.K

## 14.7.4 하부케이싱 콘크리트의 철근 계산

* 철근 SD - 40 사용 ( fy = 400 MPa )
* 최종단계 ( 활하중 재하시 )의 응력이 거의 압축이므로 시방서에서 규정한 최소 철근량만 배근한다.




fck= 45 MPa

<단위 : mm>

| | | | |
|---|---|---|---|
| H | 300.0 | B | 700.0 |
| H1 | 160.0 | B1 | 5 @ 112.0 = 560.0 |
| H2 | 70.0 | B2 | 70.0 |

* 사용철근 면적 : H 19 - 11 EA (As = 286.500 × 11 = 3151.5 mm² )

* 철근비 : $\rho = As / bd = \frac{3151.5}{700.0 \times 230.0} = 0.0196$

$$\rho min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho max = 0.75Pb = 0.75 \times 0.85\beta_1 \times \frac{fck}{fy} \times \frac{600}{600 + fy}$$

$$= 0.75 \times 0.85 \times 0.729 \times \frac{45}{400} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0.0314$$

$\rho min < \rho < \rho max$ ----> O.K

## 14.7.5 피로응력 검토

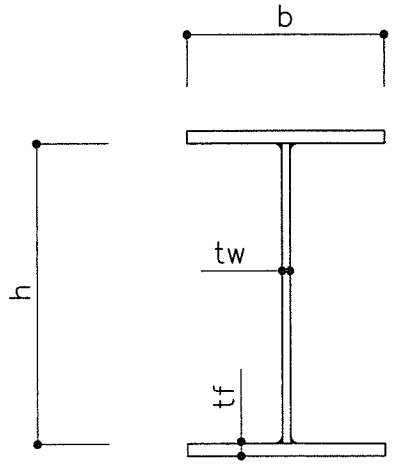
[철도교설계기준(노반편), P9-31~32]

* 하중의 반복 횟수 : 200 만회 이상

* 응력범주의 적용 : 붕괴유발부재

| 검 토 부 재 | 응 력 범 주 | 허용 피로 응력 |
|---|---|---|
| 상-하부 플랜지 이음부 | B | fsr = 112 MPa |
| 플랜지, 복부이음 및 플랜지 접판 이음부 | F | τsr = 42 MPa |

### 1) 플랜지,복부판의 필렛 이음부




$$* \quad \tau_{(l+i)} = \frac{V}{Iv} \times \left( \frac{h^2}{8} + \frac{b \times h}{2} \times \frac{t_f}{t_w} \right)$$

$$= \frac{458.76 \times 1000.00}{37037897154.4} \times \left( \frac{940.0^{\,2}}{8} + \frac{500.0 \times 940.0}{2} \times \frac{20.0}{15.0} \right)$$

= 5.25 MPa < τsr = 42 MPa ☞ O.K

V = 활하중에의한 최대전단력 × 유효폭

= 187.3 × 2.45

= 458.76 kN (활하중에 의한 최대 전단력)

(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| b | 500.0 | $t_f$ | 20.0 |
| h | 940.0 | $t_w$ | 15.0 |

### 2) 상-하부 플랜지 맞대기 이음부

활하중에 의해 발생되는 응력이 피로를 유발하며 이 응력의 범위가 피로 응력범위이내 이어야 한다.

$f_{(l+i)max}$ = 활하중에의한 최대모멘트 × 유효폭 × Ysl2 / Iv2

= 515.02 × 1.0E+06 × 2.45 × 703.1 / 37037897154

= 23.95 MPa < fsr= 112 MPa ☞ O.K

## 11 . 8 GIRDER 이음계산

◆ 단면특성

* 정모멘트 구간 단면치수(단위:mm)

① 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1300.00 mm ]

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 슬래브 | ┌ GW | : | 2450.00 | 복부 | ┌ TWC | : | 300.00 |
| | └ TCSU | : | 280.00 | | └ WCH | : | 570.00 |
| 헌치 | ┌ HSIZE_V | : | 150.00 | 하부 케이싱 | ┌ BCSL | : | 700.00 |
| | └ HSIZE_H | : | 300.00 | | └ TCSL | : | 300.00 |

② 강형

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | ┌ BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | ┌ BFL(1) | : | 500.00 |
| | \| BFU(2) | : | 0.00 | | \| BFL(2) | : | 0.00 |
| | \| TFU(1) | : | 20.00 | | \| TFL(1) | : | 20.00 |
| | └ TFU(2) | : | 0.00 | | └ TFL(2) | : | 0.00 |
| 복부 | ┌ TW | : | 15.00 | 덮개 | ┌ TU | : | 140.00 |
| | └ WSH | : | 940.0 | | └ TL | : | 140.00 |

◆ 이음부의 부재력및 단면특성의조합

| 부재 | 모멘트 (kN.m) | 전단력 (kN) | 단면2차모멘트 ($mm^4$) | ysu (mm) | ysl (mm) | 단면 | 하중 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 141.32 | 270.24 | 5646896667 | -490.00 | 490.00 | 강형 | 합성전 고정하중 |
| 8 | 3019.55 | 1060.73 | 67339906574 | -490.00 | 490.00 | 강형+구체콘크리트 | 합성후 사용하중 |
| 12 | 141.32 | 270.24 | 5646896667 | -490.00 | 490.00 | 강형 | 합성전 고정하중 |
| 12 | 3019.55 | 1060.73 | 67339906574 | -490.00 | 490.00 | 강형+구체콘크리트 | 합성후 사용하중 |
| max1 | 141.32 | 270.24 | 5646896667 | -490.00 | 490.00 | 강형 | 합성전 고정하중 |
| max2 | 3019.55 | 1060.73 | 67339906574 | -490.00 | 490.00 | 강형+구체콘크리트 | 합성후 사용하중 |

ysu : 중립축에서 강재 상단까지 거리 (mm)

ysl : 중립축에서 강재 하단까지 거리 (mm)

1) 플랜지에 작용하는 응력

◆ 합성전

$$fu = \frac{M}{I} y = \frac{(\ 141.32\ ) \times 1E6}{5646896666.67} \times -490.0 = -12.26 \quad MPa$$

$$f_L = \frac{M}{I} y = \frac{(\ 141.32\ ) \times 1E6}{5646896666.67} \times 490.0 = 12.26 \quad MPa$$

◆ 합성후

$$fu = \frac{M}{I} y = -12.26 + \frac{(\ 3019.55\ ) \times 1E6}{67339906573.54} \times -490.0 = -34.23 \quad MPa$$

$$f_L = \frac{M}{I} y = 12.26 + \frac{(\ 3019.55\ ) \times 1E6}{67339906573.54} \times 490.0 = 34.23 \quad MPa$$

2) 상부 플랜지 연결

◆ 사용 이음판의 허용응력 ( SM 520 ) : 상하부플랜지의 허용응력과 동일

허용인장응력 : fsa = 215 MPa
허용전단응력 : τa = 120 MPa

◆ 사용 볼트의 허용전단력

| 볼트등급 / 나사호칭 | F8T | F10T | 단위 |
|---|---|---|---|
| M20 | 31 | 39 | kN |
| M22 | 39 | 48 | kN |
| M24 | 45 | 56 | kN |

☞ M22,F10T 사용
ρa = 48 × 2 = 96 kN/EA ( 2 면 전단 )

◆ 볼트 갯수의 설계

- 설계 단면력의 산정

작용응력 : 34.23 MPa
전강의 75% : 0.75 × 215 = 161.25 MPa > 작용응력
☞ 설계응력 : 전강의 75% < 허용응력 ☞ O.K

모재의 단면적 : 500 × ( 20 + 0 ) = 10000 mm² (As)

$$Req'n = \frac{As \times 전강의\ 75\%}{\rho a} = \frac{10000.00 \times 161.3}{96000} = 16.80 \rightarrow 17 \quad EA$$

☞ USE N = 교축직각방향 개수 : 4 EA × 교축방향 갯수 : 6 EA = 24 EA ☞ O.K

- 이음판 설계및 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-85]

* 사용 이음판의 두께 : 상부플랜지 상면 : 20 mm
상부플랜지 하면 : 20 mm

* 이음판의 단면적 : 1 - P.L : 500 × 20 = 10000 mm²
2 - P.L : 210 × 20 × 2 = 8400 mm²
ΣA = 18400 mm²

* 이음판의 순단면적 (Anet)

Anet = 18400.00 - 25 × ( 20 + 20 ) × 4 EA = 14400 mm²

- 필요한 순단면적 Areq'd = $\frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² < Anet ☞ O.K

* 모재 검토

- 모재의 단면적(As) : 500 × ( 20 + 0 ) = 10000 mm²

- 모재의 순단면적 (Anet)
Anet = 10000 - 25 × ( 20 + 0 ) × 4 EA = 8000 mm²

- 필요한 순단면적 Areq'd = $\frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² ≤ Anet ☞ O.K

* 볼트의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-87]

- 볼트의 최소 중심간격

| 볼트의 호칭 | 최소중심간격 | 단위 |
|---|---|---|
| M24 | 85 | mm |
| M22 | 75 | mm |
| M20 | 65 | mm |

M22 사용

- 볼트의 최대 중심간격

| 볼트의 호칭 | 최대중심간격 | | | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| | p | | g | |
| M24 | 170 | 12t<br>지그재그인경우:15t-(3/8)g<br>단,12t 이하 | 24t<br>단, 300이하 | mm |
| M22 | 150 | | | mm |
| M20 | 130 | | | mm |

M22 사용

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)
p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch)(mm)
g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge)(mm

p = MIN { 150 , 15 × ( 20 + 20 + 20 + 0 ) − 3/8 × 75
= 871.9 }

☞ USE p = 150.00 mm

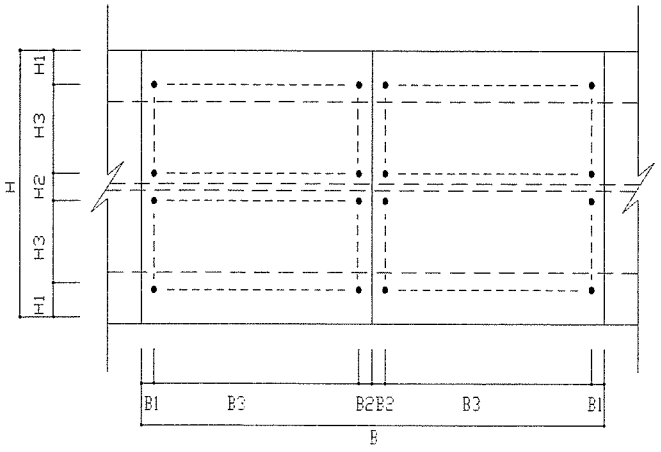
g = MIN { 300 , 24 × ( 20 + 20 + 20 + 0 ) = 1440 }

☞ USE g = 300 mm

- 볼트구멍의 중심에서 판의연단까지의 최소거리 [철도교설계기준(노반편), P9-89]

| 볼트의 호칭 | 최소연단거리 | | 단위 |
|---|---|---|---|
| | 전단연,수동개스절단연 | 압연연,다듬질연,자동개스 절단연 | |
| M24 | 42 | 37 | mm |
| M22 | 37 | 32 | mm |
| M20 | 32 | 28 | mm |

M22 사용




(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| B1 | 50 | H1 | 60 |
| B2 | 50 | H2 | 230 |
| B3 | 5 @ 75 = 375 | H3 | 1 @ 75 = 75 |
| B | 950 | H | 500 |

* 볼트 총갯수 :

4 × 6 × 2 EA = 48 EA

☞ O.K

3) 하부 플랜지 연결

◆ 사용 이음판의 허용응력 ( SM 520 ) : 상하부플랜지의 허용응력과 동일

허용인장응력 : fsa = 215 MPa
허용전단응력 : τa = 120 MPa

◆ 사용 볼트의 허용전단력

| 볼트등급 / 나사호칭 | F8T | F10T | 단위 |
|---|---|---|---|
| M20 | 31 | 39 | kN |
| M22 | 39 | 48 | kN |
| M24 | 45 | 45 | kN |

☞ M22,F10T 사용

ρa = 48 × 2 = 96 kN/EA ( 2 면 전단 )

◆ 볼트 갯수의 설계

- 설계 단면력의 산정

작용응력 : 34.23 MPa

전강의 75% : 0.75 × 215 = 161.25 MPa > 작용응력

☞ 설계응력 : 전강의 75% < 허용응력 ☞ O.K

- 모재의 단면적 : 500 × ( 20 + 0 ) = 10000 mm² (As)

$$\text{Req'n} = \frac{\text{As} \times \text{전강의 75\%}}{\text{ρa}} = \frac{10000 \times 161.3}{96000} = 16.80 \rightarrow 17 \text{ EA}$$

☞ USE N = 교축직각방향 개수 : 4 EA × 교축방향 갯수 : 6 EA = 24 EA ☞ O.K

- 이음판 설계및 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-85]

* 사용 이음판의 두께 : 상부플랜지 상면 : 20 mm

상부플랜지 하면 : 20 mm

* 이음판의 단면적 : 1 - P.L : 500 × 20 = 10000 mm²

2 - P.L : 210 × 20 × 2 = 8400 mm²

ΣA = 18400 mm²

- 필요한 단면적 Areq'd = $\frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² < ΣA ☞ O.K

* 모재 검토

- 모재의 단면적(As) : 500 × ( 20 + 0 ) = 10000 mm²

- 필요한 단면적 Areq'd = $\frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² ≤ As ☞ O.K

* 볼트의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-87]

- 볼트의 최소 중심간격

| 볼트의 호칭 | 최소중심간격 | 단위 |
|---|---|---|
| M24 | 85 | mm |
| M22 | 75 | mm |
| M20 | 65 | mm |

M22 사용

- 볼트의 최대 중심간격

| 볼트의 호칭 | 최대중심간격 | | | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| | p | | g | |
| M24 | 170 | 12t<br>지그재그인경우:15t-(3/8)g<br>단,12t 이하 | 24t<br>단, 300이하 | mm |
| M22 | 150 | | | mm |
| M20 | 130 | | | mm |

M22 사용

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)

p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch)(mm)

g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge)(mm

p = MIN { 150 , 12 × ( 20 + 20 + 20 + 0 ) - 3/8 × 75
= 691.9 }

☞ USE p = 150.00 mm

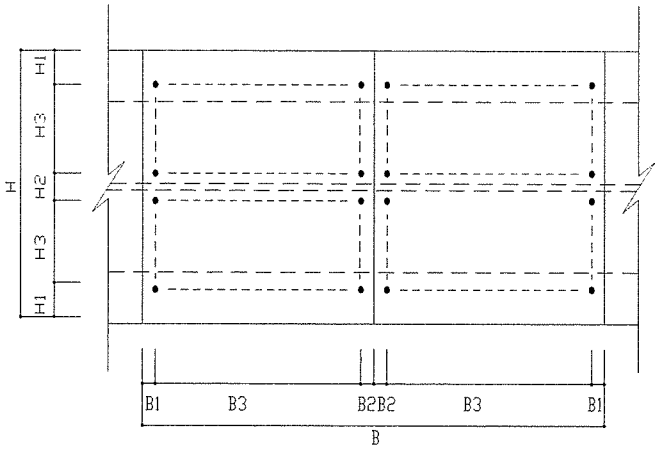
g = MIN { 300 , 24 × ( 20 + 20 + 20 + 0 ) = 1440.0 }

☞ USE g = 300 mm

- 볼트구멍의 중심에서 판의연단까지의 최소거리 [철도교설계기준(노반편), P9-89]

| 볼트의 호칭 | 최소연단거리 | | 단위 |
|---|---|---|---|
| | 전단연,수동개스절단연 | 압연연,다듬질연,자동개스 절단연 | |
| M24 | 42 | 37 | mm |
| M22 | 37 | 32 | mm |
| M20 | 32 | 28 | mm |

M22 사용




(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| B1 | 50 | H1 | 60 |
| B2 | 50 | H2 | 230 |
| B3 | 5 @ 75 = 375 | H3 | 1 @ 75 = 75 |
| B | 950 | H | 500 |

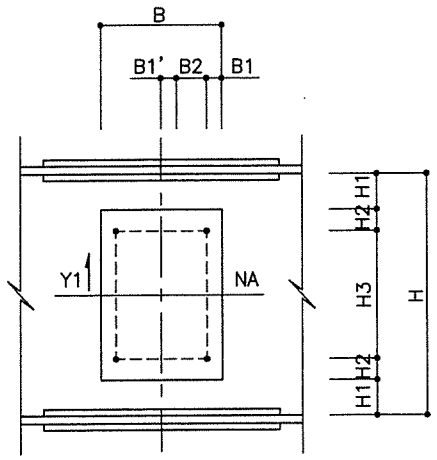
* 볼트 총갯수 :

4 × 6 × 2 EA = 48 EA

☞ O.K

## 4) WEB볼트 연결

### (1) WEB볼트의 가정




(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| B 1 | 50 | H 1 | 120 |
| B 1' | 50 | H 2 | 50 |
| B 2 | 2 @ 75 = 150 | H 3 | 8 @ 75 = 600 |
| B | 500 | H | 940 |

* 교축방향 BOLT 열수 = 3 열
* 열당 BOLT 갯수 = 9 EA

* 사용 BOLT 개수 = 3 × 9 = 27 EA

* 복부판 중심 (N.A)으로 부터 BOLT까지의 거리 yi(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| y1 = | 75.0 mm | y9 = | 0.0 mm |
| y2 = | 150.0 mm | y10 = | 0.0 mm |
| y3 = | 225.0 mm | y11 = | 0.0 mm |
| y4 = | 300.0 mm | y12 = | 0.0 mm |
| y5 = | 0.0 mm | y13 = | 0.0 mm |
| y6 = | 0.0 mm | y14 = | 0.0 mm |
| y7 = | 0.0 mm | y15 = | 0.0 mm |
| y8 = | 0.0 mm | y16 = | 0.0 mm |

▶ ymax = 300.00 mm

### (2) WEB볼트의 검토

[철도교설계기준(노반편), P9-82~85]

$f(Yi')^2$ = $fyi^2$ × 교축방향 BOLT열수 × 2 SIDE

= ( $75^2 + 150^2 + 225^2 + 300^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2$

$+ 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2$ ) × 3 열 × 2 SIDE

= 1012500.0 $mm^2$

* 합성전 BOLT 력 산정

$$dv = \frac{Hw}{2} - (Ysu - t1 - t2) = \frac{-940}{2} - (-490 + 20 + 0) = 0 \text{ mm}$$

$$Iweb = \frac{tw \times Hw^3}{12} + Aw \times dv^2$$

$$= \frac{15 \times (940)^3}{12} + 15 \times 940 \times (0)^2 = 1038230000 mm^4$$

$$Mw = M \times \frac{I_{WEB}}{I} = 141.3 \times \frac{1038230000}{5646896667} = 26.0 \text{ kN.m}$$

$f(Yi)^2$ = $f(Yi')^2$ + N × $dv^2$

= 1012500.0 + 27 × ( 0 )² = 1012500 $mm^2$

$$pmu1 = \frac{Mw}{f(Yi)^2} \times (ymax + dv) = \frac{26.0 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 + 0) = 7.7 \text{ kN/EA}$$

$$\rho ml = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax - dv) = \frac{26.0 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 - 0) = 7.7 \text{ kN/EA}$$

$$\rho s = \frac{V}{N} = \frac{270.2}{27} = 10.0 \text{ kN/EA}$$

$\rho mu1$ = 7.7 kN/EA
$\rho ml1$ = 7.7 kN/EA

$\rho mu1 \leq \rho ml1$ ☞ $\rho m1 = \rho ml1$ = 7.7 kN/EA

* 조합하중에 의한 BOLT력 산정

$$\rho = \sqrt{\rho m^2 + \rho s^2} = \sqrt{(7.7)^2 + (10.0)^2}$$
$$= 12.6 \text{ kN/EA} < \rho a = 96 \text{ kN/EA} \quad ☞ \text{ O.K}$$

* 합성후 BOLT 력 산정

$$ds = \frac{Hw}{2} - (Ysu - t1 - t2) = \frac{-940}{2} - (-490 + 20 + 0) = 0.0 \text{ mm}$$

$$Iweb = \frac{tw \times Hw^3}{12} + Aw \times dv^2 + \frac{tcw \times Hcw^3}{12} \times \frac{1}{n} + Acw \times dv^2 \times \frac{1}{n}$$
$$= \frac{15 \times (940)^3}{12} + 15 \times 940 \times (0.0)^2 + \frac{0 \times (720)^3}{12} \times \frac{1}{7.2}$$
$$+ 0 \times 720 \times (0.0)^2 \times \frac{1}{7.2} = 1038230000 \text{ mm}^4$$

$$M_W = M \times \frac{I_{WEB}}{I} = 3019.6 \times \frac{1038230000}{67339906574} = 46.6 \text{ kN.m}$$

$$f(Yi)^2 = f(Yi')^2 + N \times ds^2$$
$$= 1012500 + 27 \times (0.0)^2 = 1012500 \text{ mm}^2$$

$$\rho mu = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax + dv) = \frac{46.6 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 + 0.0) = 13.8 \text{ kN/EA}$$

$$\rho ml = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax - dv) = \frac{46.6 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 - 0.0) = 13.8 \text{ kN/EA}$$

$$\rho s = \frac{V}{N} = \frac{1060.7}{27} = 39.3 \text{ kN/EA}$$

$\rho mu2$ = 7.7 + 13.8 = 21.5 kN/EA
$\rho ml2$ = 7.7 + 13.8 = 21.5 kN/EA

$\rho mu \leq \rho ml$ ☞ $\rho m = \rho ml = 21.5$ kN/EA

$\rho s = \rho s1 + \rho s2 = 10.0 + 39.3 = 49.3$ kN/EA

* 조합하중에 의한 BOLT력 산정

$\rho = \sqrt{\rho m^2 + \rho s^2} = \sqrt{(21.5)^2 + (49.3)^2}$

$= 53.8$ kN/EA $< \rho a = 96$ kN/EA ☞ O.K

(3) 이음판의 검토

* 이음판의두께 : 15 mm

* 이음판의 단면2차모멘트

$$I = \left(\frac{15 \times 700^3}{12} + 10500 \times 20^2\right) \times 2 = 865900000 \text{ mm}^4$$

* 이음판 검토 (합성전)

$$Mw1 = 141.3 \times \frac{865900000}{5646896667} = 21.67 \text{ kN.m}$$

$$f1 = \frac{M}{I}y = \frac{21.67}{865900000} \times 370.00 = 9.26 \text{ MPa} < fa = 215.00$$ ☞ O.K

* 이음판 검토 (합성후)

$$Mw2 = 3019.6 \times \frac{865900000}{67339906574} = 38.83 \text{ kN.m}$$

$$f2 = \frac{M}{I}y = \frac{38.83}{865900000} \times 370.00 = 16.59 \text{ MPa}$$

$f1 + f2 = 9.26 + 16.59 = 25.85 < fa = 215.00$ ☞ O.K

f : 이음판의 연단에 생기는 응력(MPa)

M : 이음판에 작용하는 휨모멘트(kN.m)

I : 부재의 중립축에 관한 이음판의 총 단면의 단면2차모멘트(mm4)

y : 부재의 중립축 으로부터 이음판의 연단까지의 거리(mm)

# 12 . 합성거더 단면검토(내측)

## 12 . 1 재료특성 및 단면특성

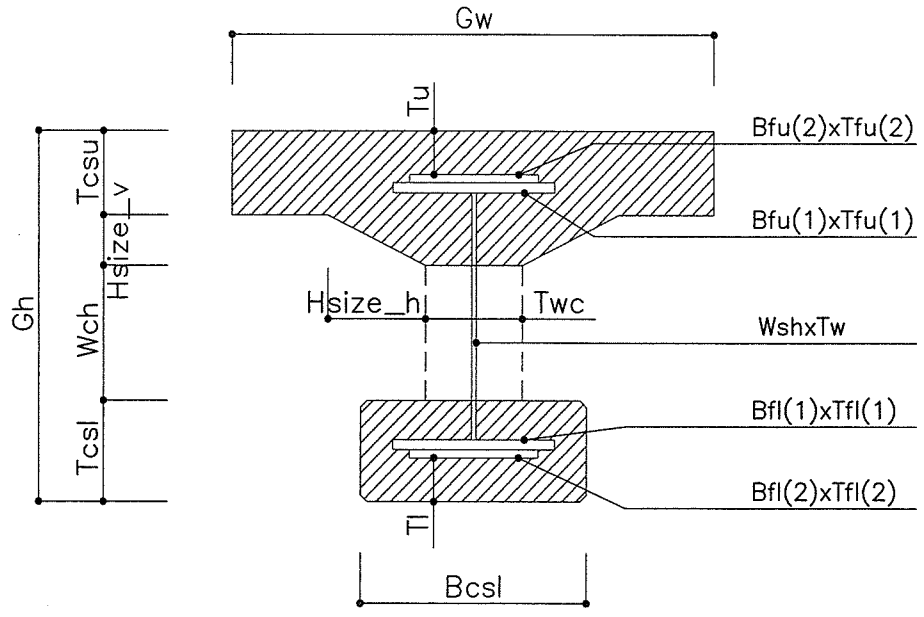
### 1) 재료특성

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 강재의 탄성계수 | : Es | = | 205000.00 | MPa |
| 강재의 항복강도 | : fsy | = | 355.00 | MPa |
| 강재의 단위질량 | : Ws | = | 77.00 | kN/㎥ |
| 하부 플랜지 콘크리트의 설계기준강도 | : fck | = | 45.00 | MPa |
| 바닥판 콘크리트의 설계기준강도 | : fck' | = | 30.00 | MPa |
| 복부 콘크리트의 설계기준강도 | : fck' | = | 30.00 | MPa |
| 철근콘크리트 단위질량 | : Wc | = | 24.50 | kN/㎥ |
| 콘크리트의 초기 크리프 계수 | : $\phi i$ | = | 0.50 | |
| 콘크리트의 최종 크리프 계수 | : $\phi c$ | = | 2.00 | |
| 콘크리트의 초기 건조수축률 | : $\varepsilon i$ | = | 0.0000075 | |
| 콘크리트의 최종 건조수축률 | : $\varepsilon c$ | = | 0.00018 | |

### 2) 단면특성

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 교 폭 (B) | : 1.450 + 4 @ 2.000 + 1.450 | = | 10.900 | m |
| 거더길이 (L) | : 합성거더길이 | = | 18.000 | m |
| 계산지간 (L') | : | = | 16.000 | m |
| 빔 설계 | : | 등단면 사용 | 삼각헌치 사용 | |

- 단면치수(단위:mm)



(1) 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1300 mm ]

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 슬래브 | GW | : | 2000.00 | 복부 | TWC | : | 300.00 |
| | TCSU | : | 280.00 | | WCH | : | 570.00 |
| 헌치 | HSIZE_V | : | 150.00 | 하부 케이싱 | BCSL | : | 700.00 |
| | HSIZE_H | : | 300.00 | | TCSL | : | 300.00 |

(2) 강형 단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | BFL(1) | : | 500.00 |
| | BFU(2) | : | 400.00 | | BFL(2) | : | 400.00 |
| | TFU(1) | : | 20.00 | | TFL(1) | : | 20.00 |
| | TFU(2) | : | 20.00 | | TFL(2) | : | 20.00 |
| 복부 | TW | : | 15.00 | 덮개 | TU | : | 140.00 |
| | WSH | : | 940.00 | | TL | : | 140.00 |

* 바닥판 유효폭

(1) 켄틸레버 구간

$$b1 = a' - \frac{TWC}{2} - HSIZE_V = 1450.0 - \frac{300.00}{2} - 150.00 = 1150.00 \text{ mm}$$

$$\ell = 1.00 \times L = 1.00 \times 16000.0 = 16000.00 \text{ mm}$$

$$b1/\ell = 0.0719 \quad \text{☞} \quad 0.05 < b1/\ell < 0.3$$

$$be1 = (1.1 - 2 \times (b1 / \ell)) \times b1 = 1099.69 \text{ mm}$$

(2) 내측경간 구간

$$b2 = \frac{a - TWC - 2 \times HSIZE_V}{2} = \frac{2000.0 - 300.00 - 2 \times 150.00}{2} = 700.00 \text{ mm}$$

$$\ell = 1.00 \times L = 1.00 \times 16000.0 = 16000.00 \text{ mm}$$

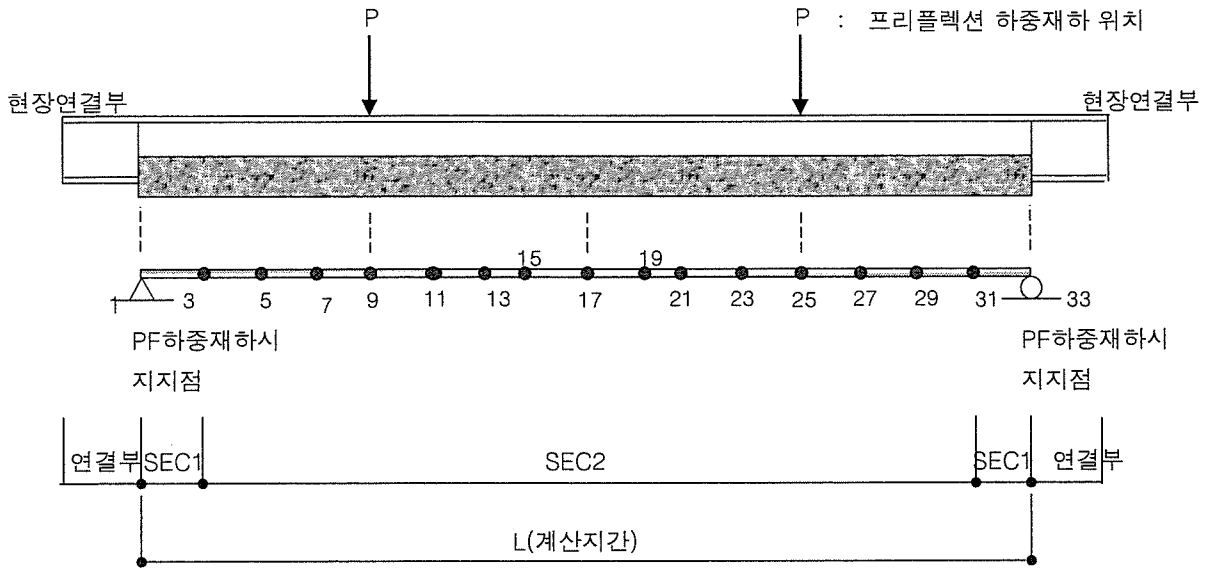
$$b2/\ell = 0.0438 \quad \text{☞} \quad b2/\ell \leq 0.05$$

$$be2 = b2 = 700.00 \text{ mm}$$

∴ 내측거더 유효폭

$$GW = be2 + be2 + TWC + 2 \times HSIZE_V$$
$$= 700.00 + 700.00 + 300.00 + 2 \times 150.00 = 2000.00 \text{ mm}$$

3) 프리플렉션 하중위치및 하중비




제1 프리플렉션 하중위치 : NPOI1 = 9
제2 프리플렉션 하중위치 : NPOI2 = 25
프리프렉션 하중비 : RATIO_PF = 0.900

4) 합성거더의 해석단계

STEP 1 : 정모멘트 거더의 프리플렉션 하중 도입

STEP 2 : 정모멘트 거더의 프리플렉션 하중 릴리즈

STEP 3 : 정모멘트 거더의 강재 및 하부케이싱 콘크리트의 자중

STEP 4 : 정모멘트 거더의 하부 케이싱 콘크리트의 초기 크리프

STEP 5 : 정모멘트 거더의 하부 케이싱 콘크리트의 초기 건조수축

STEP 6 : 합성전 하중

STEP 7 : 합성후 하중

STEP 8 : 하부 케이싱 콘크리트의 최종 크리프

STEP 9 : 바닥판 콘크리트의 초기 크리프

STEP 10 : 하부 케이싱 콘크리트의 최종 건조수축

STEP 11 : 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축

5) 각 부재의 허용응력 및 물리상수

| 구분 / 부재 | 허용응력의 종류 | 하중상태 | 적 요 | 수 치 |
|---|---|---|---|---|
| 하부 케이싱 콘크리트 | 인장 | RELEASE 직후 | 0.50 √fci | 3.18 MPa |
| | | 설계하중 | 0.50 √fck | 3.35 MPa |
| | | 균열발생 하중 | 0.63 √fck | 4.23 MPa |
| | 압축 | RELEASE 직후 | 0.60 fci | 24.30 MPa |
| | | 설계하중 | 0.40 fck | 18.00 MPa |
| 강 형 | 인장 | PREFLEXION 시 | 0.80 fsy | 284.00 MPa |
| | | 설계하중 | 판두께 40 이하 | 215.00 MPa |
| | 압축 | PREFLEXION 시 | 0.90 fsy | 319.50 MPa |
| | | 설계하중 | 판두께 40 이하 | 215.00 MPa |
| | 전단 | PREFLEXION 하중 및 설계하중 | SM 520B | 120.00 MPa |
| | | | SM 570 | 155.00 MPa |
| | 지압 | PREFLEXION 하중 및 설계하중 | SM 520B | 320.00 MPa |
| | | | SM 570 | 405.00 MPa |
| 바닥판 콘크리트 | 인장 | 설계하중 | 0.07 fck' ≤ 25.0 MPa | 2.10 MPa |
| | 압축 | 설계하중 | 0.4 fck' | 12.00 MPa |
| 바닥판 철 근 | 인장 | 설계하중 | SD 40 | 160.00 MPa |
| | 압축 | 설계하중 | SD 40 | 160.00 MPa |

· 전단보강이 있는 부재의 최대 허용 전단력 : $\tau c = 1.10 \sqrt{fck}$

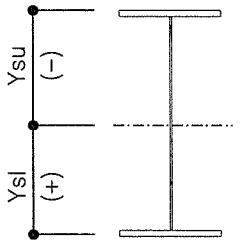
· fck = 45 : 7.4 MPa (하부케이싱 콘크리트)
· fck' = 30 : 6.0 MPa (바닥판 콘크리트)

※ 상기의 사항은 PREFLEX 합성형 표준 시방서(안) 및 철도교설계기준에 준함

## 12 . 2 주형의 단면특성

### 12 . 2. 1 단면(1)

1) 강형의 단면특성 - STEP 1




| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U1.flg | 500.0 | 20.0 | 10000.0 | -480.0 | -4800000.0 | 2304000000.0 | 333333.3 |
| Web | 15.0 | 940.0 | 14100.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1038230000.0 |
| L1.flg | 500.0 | 20.0 | 10000.0 | 480.0 | 4800000.0 | 2304000000.0 | 333333.3 |
| 계 | | | 34100.0 | | 0.0 | 4608000000.0 | 1038896666.7 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{34100.0} = 0.0 \text{ mm}$$ Hs = 980 mm (강형전체높이)

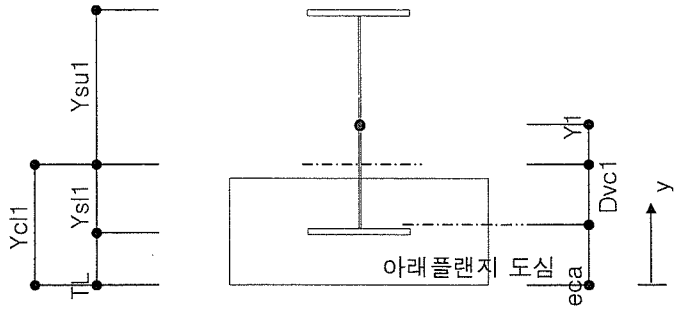
As : (강형의 단면적) = 34100.0 $mm^2$

Ysu = -Hs/2 - es = -490.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 490.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 5646896666.7 $mm^4$

2) PREFLEX 주형의 단면특성(강형 + 아래플랜지 콘크리트)




(1) 합성전 사하중 작용시 - STEP 2,3

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (0.9 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.6$$ TL = 160 mm

| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CASING | 700.0 | 300.0 | 210000.0 | 150.0 | 31500000.0 | 4725000000.0 | 1575000000.0 |
| Web | 15.0 | 120.0 | -1800.0 | 240.0 | -432000.0 | -103680000.0 | -2160000.0 |
| L1.flg | 500.0 | 20.0 | -10000.0 | 170.0 | -1700000.0 | -289000000.0 | -333333.3 |
| 계 | | | 198200.0 | | 29368000.0 | 4332320000.0 | 1572506666.7 |

$$eca = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{29368000.0}{198200.0} = 148.2 \text{ mm}$$ Hs = 980 mm (강형전체높이)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Aca | : (하부 케이싱 단면적) | = | 198200.0 $mm^2$ |
| Av1 | : (환산 단면적) | = | 64046.5 $mm^2$ |
| Ica | = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times eca^2$ | = | 1553265496.1 $mm^4$ |
| Y1 | = $-\{As \times (Ysl + TL) + Aca \times eca/nca\} / Av1 + (Ysl + TL)$ | = | 234.6 mm |
| Ysu1 | = Ysu − Y1 | = | −724.6 mm |
| Ysl1 | = Hs + Ysu1 | = | 255.4 mm |
| Ycu1 | = Ycl1 − TCSL | = | 115.4 mm |
| Ycl1 | = Ysl1 + TL | = | 415.4 mm |
| Dvc1 | = Ycl1 −eca | = | 267.2 mm |
| Iv1 | = $Is + As \times Y1^2 + (Ica + Aca \times Dvc1^2) / nca$ | = | 9896829458.4 $mm^4$ |

(2) 합성전 사하중 작용시

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.4$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Av1 | = | 64945.4 $mm^2$ | Ysu1 | = | −728.3 mm |
| Y1 | = | 238.3 mm | Ysl1 | = | 251.7 mm |
| Dvc1 | = | 263.5 mm | Ycu1 | = | 111.7 mm |
| Iv1 | = | 9967158542.6 $mm^4$ | Ycl1 | = | 411.7 mm |

(3) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 고려시 − STEP 4

$$ncr = n \times (1 + \frac{\Phi 1}{2}) = 6.6 \times (1 + \frac{0.50}{2}) \fallingdotseq 8.3$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avc1 | = | 58057.2 $mm^2$ | Ysuc1 | = | −697.1 mm |
| Yc1 | = | 207.1 mm | Yslc1 | = | 282.9 mm |
| Dvcc1 | = | 294.7 mm | Ycuc1 | = | 142.9 mm |
| Ivc1 | = | 9378219787.7 $mm^4$ | Yclc1 | = | 442.9 mm |

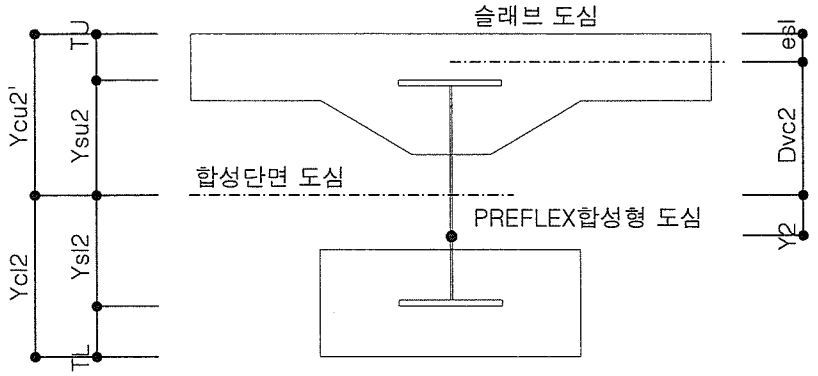
(4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 고려시 − STEP 5

$$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 0.50 = 1.0$$

$$nsh = n \times (1 + \frac{\Phi 2}{2}) = 6.6 \times (1 + \frac{1.0}{2}) \fallingdotseq 9.9$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avs1 | = | 54064.3 $mm^2$ | Ysus1 | = | −675.3 mm |
| Ys1 | = | 185.3 mm | Ysls1 | = | 304.7 mm |
| Dvcs1 | = | 316.5 mm | Ycus1 | = | 164.7 mm |
| Ivs1 | = | 8974421856.3 $mm^4$ | Ycls1 | = | 464.7 mm |

3) PREFLEX 합성형 단면특성(PREFLEX GIRDER + DECK SLAB)




(1) 슬래브 합성후 - STEP 6

$$nsl = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 30.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 7.2$$

TU = 160 mm
TL = 160 mm

| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SLAB | 2000.0 | 280.0 | 560000.0 | 140.0 | 78400000.0 | 10976000000.0 | 3658666666.7 |
| HUNCH(1) | 300.0 | 150.0 | 45000.0 | 330.0 | 14850000.0 | 4900500000.0 | 56250000.0 |
| HUNCH(2) | 300.0 | 150.0 | 45000.0 | 355.0 | 15975000.0 | 5671125000.0 | 84375000.0 |
| U1.FLG | 500.0 | 20.0 | -10000.0 | 170.0 | -1700000.0 | -289000000.0 | -333333.3 |
| Web | 15.0 | 250.0 | -3750.0 | 305.0 | -1143750.0 | -348843750.0 | -19531250.0 |
| 계 | | | 636250.0 | | 106381250.0 | 20909781250.0 | 3779427083.3 |

$$esl = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{106381250.0}{636250.0} = 167.2 \text{ mm}$$

Hs = 980 mm
(강형전체높이)

Asl : (슬래브 + 헌치 단면적) = 636250.0 $mm^2$
Av2 : (환산 단면적) = 153569.4 $mm^2$

$Isl = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times esl^2 = 6902221533.2 \text{ mm}^4$

$Y2 = \{Av1 \times (-Ysu1 + TU) + Asl \times esl/nsl\} / Av2 - (-Ysu1 + TU) = -416.2 \text{ mm}$

Ysu2 = Ysu1 - Y2 = -312.2 mm
Ysl2 = Hs + Ysu2 = 667.8 mm

Ycu2 = Ycl2 - TCSL = 527.8 mm
Ycl2 = Ysl2 + TL = 827.8 mm

Ycu2' = Ysu2 - TU = -472.2 mm
Ycl2' = Ycu2' + TCSU = -192.2 mm

Dvc2 = Ycu2' + esl = -305.0 mm

$Iv2 = Iv1 + Av1 \times Y2^2 + (Isl + Asl \times Dvc2^2) / nsl = 30419524353.1 \text{ mm}^4$

(2) 슬래브 크리프 고려시 – STEP 8

$$ncr2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 14.4$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avc2 | = | 109257.4 $mm^2$ | Ysuc2 | = | -435.9 mm |
| Yc2 | = | -292.5 mm | Yslc2 | = | 544.1 mm |
| Dvcc2 | = | -428.7 mm | Ycuc2 | = | 404.1 mm |
| Ivc2 | = | 24145852452.9 $mm^4$ | Yclc2 | = | 704.1 mm |
| | | | Ycuc2' | = | -595.9 mm |
| | | | Yclc2' | = | -315.9 mm |

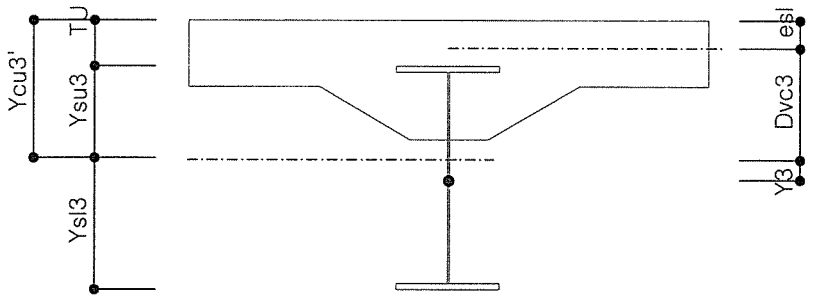
(3) 슬래브 건조수축 고려시 – STEP 10

$$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$$

$$nsh2 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 7.2 \left(1 + \frac{4.0}{2}\right) \fallingdotseq 21.5$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avs2 | = | 94486.7 $mm^2$ | Ysus2 | = | -502.9 mm |
| Ys2 | = | -225.5 mm | Ysls2 | = | 477.1 mm |
| Dvcs2 | = | -495.7 mm | Ycus2 | = | 337.1 mm |
| Ivs2 | = | 20847180785.2 $mm^4$ | Ycls2 | = | 637.1 mm |
| | | | Ycus2' | = | -662.9 mm |
| | | | Ycls2' | = | -382.9 mm |

4) 강형 + SLAB




nsl = 7.2

Av3 = As + Asl / nsl = 122723.9 $mm^2$

Y3 = {As×(-Ysu + TU) + Asl×esl/nsl} / Av3 – (-Ysu + TU) = -348.6 mm

Ysu3 = Ysu – Y3 = -141.4 mm

Ysl3 = Hs + Ysu3 = 838.6 mm

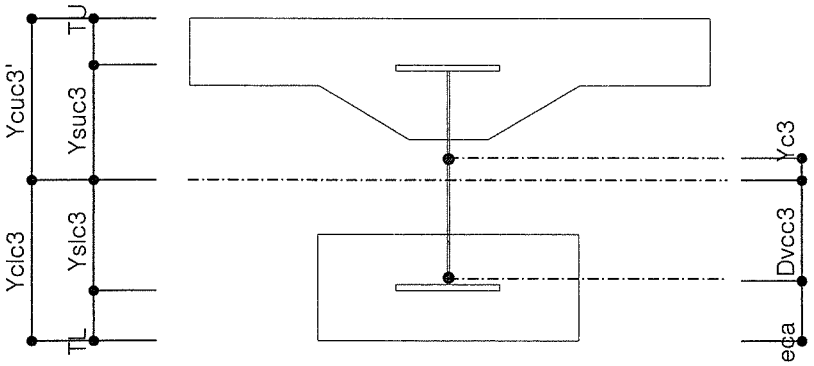
Ycu3' = Ysu3 - TU = -301.4 mm

Ycl3' = Ycu3' + TCSU = -21.4 mm

Dvc3 = Ycu3' + esl = -134.2 mm

Iv3 = Is + As×Y3$^2$ + (Isl + Asl×Dvc3$^2$) / nsl = 12348288264.8 mm$^4$

5) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 크리프 고려시 - STEP 7




nca = 6.4

ncr3 = n × ( 1 + $\frac{\Phi 1}{2}$ ) = 6.4 ( 1 + $\frac{2.0}{2}$ ) ≒ 12.9

Avc3 = Av3 + Aca / ncr3 = 138146.6 mm$^2$

Yc3 = Ycu3' + {(Av3×-Ycu3') + Aca×(H - eca)/ncr3} / Avc3 = 94.9 mm

Ysuc3 = Ysu3 - Yc3 = -236.3 mm

Yslc3 = Hs + Ysuc3 = 743.7 mm

Ycuc3 = Yclc3 - TCSL = 603.7 mm

Yclc3 = Yslc3 + TL = 903.7 mm

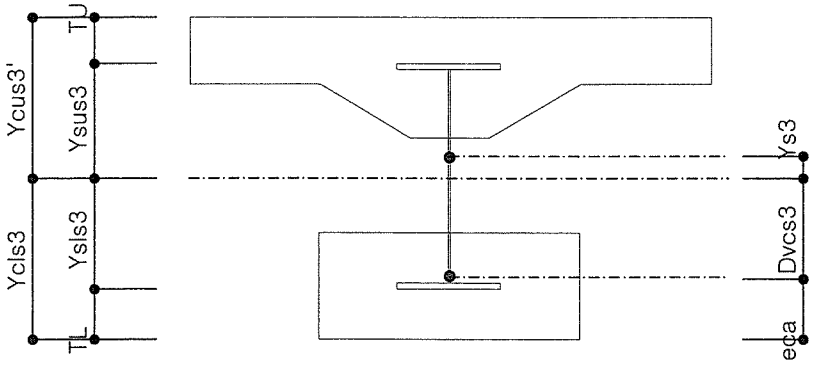
Ycuc3' = Ysuc3 - TU = -396.3 mm

Yclc3' = Ycuc3' + TCSU = -116.3 mm

Dvcc3 = Yslc3 + TL - eca = 755.5 mm

Ivc3 = Iv3 + Av3×Yc3$^2$ + (Ica + Aca×Dvcc3$^2$) / ncr3 = 22379150998.9 mm$^4$

6) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 고려시 - STEP 9




Φ2 = 2 × Φ1 = 2 × 2.0 = 4.0

nsh3 = n × ( 1 + $\frac{\Phi 2}{2}$ ) = 6.4 ( 1 + $\frac{4.0}{2}$ ) ≒ 19.3

$Avs3 = Av3 + Aca / nsh3 = 133005.7\ mm^2$

$Ys3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/nsh3\} / Avs3 = 65.7\ mm$

$Ysus3 = Ysu3 - Ys3 = -207.1\ mm$

$Ysls3 = Hs + Ysus3 = 772.9\ mm$

$Ycus3 = Ycls3 - TCSL = 632.9\ mm$

$Ycls3 = Ysls3 + TL = 932.9\ mm$

$Ycus3' = Ysus3 - TU = -367.1\ mm$

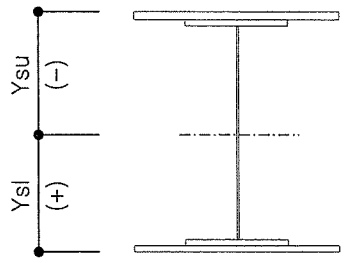
$Ycls3' = Ycus3' + TCSU = -87.1\ mm$

$Dvcs3 = Ysls3 + TL - eca = 784.7\ mm$

$Ivs3 = Iv3 + Av3 \times Ys3^2 + (Ica + Aca \times Dvcs3^2) / nsh3 = 19290889316.8\ mm^4$

## 12 . 2. 2 단면(2)

### 1) 강형의 단면특성 - STEP 1




| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 400.0 | 20.0 | 8000.0 | -500.0 | -4000000.0 | 2000000000.0 | 266666.7 |
| 1-1) 단면 | | | 34100.0 | | 0.0 | 4608000000.0 | 1038896666.7 |
| L2.flg | 400.0 | 20.0 | 8000.0 | 500.0 | 4000000.0 | 2000000000.0 | 266666.7 |
| 계 | | | 50100.0 | | 0.0 | 8608000000.0 | 1039430000.0 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{50100.0} = 0.0 \text{ mm}$$ Hs = 1020 mm (강형전체높이)

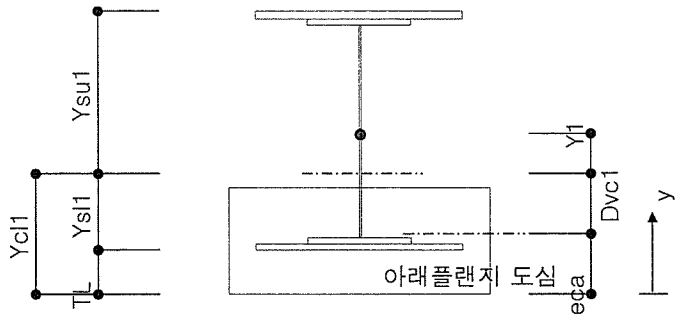
As : (강형의 단면적) = 50100.0 $mm^2$

Ysu = -Hs/2 - es = -510.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 510.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 9647430000.0 $mm^4$

### 2) PREFLEX 주형의 단면특성(강형 + 아래플랜지 콘크리트)




#### (1) 합성전 사하중 작용시 - STEP 2,3

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (0.9 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.6$$ TL = 140 mm

| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CASING | 700.0 | 300.0 | 210000.0 | 150.0 | 31500000.0 | 4725000000.0 | 1575000000.0 |
| Web | 15.0 | 120.0 | -1800.0 | 220.0 | -396000.0 | -87120000.0 | -2160000.0 |
| L2.flg | 400.0 | 20.0 | -8000.0 | 150.0 | -1200000.0 | -180000000.0 | -266666.7 |
| 계 | | | 200200.0 | | 29904000.0 | 4457880000.0 | 1572573333.3 |

$$eca = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{29904000.0}{200200.0} = 149.4 \text{ mm}$$ Hs = 1020 mm (강형전체높이)

Aca : (하부 케이싱 단면적) = 200200.0 $mm^2$

Av1 : (환산 단면적) = 80348.7 $mm^2$

$Ica = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times eca^2$ = 1563674032.6 $mm^4$

$Y1 = -\{As \times (Ysl + TL) + Aca \times eca/nca\} / Av1 + (Ysl + TL)$ = 188.5 mm

Ysu1 = Ysu − Y1 = −698.5 mm

Ysl1 = Hs + Ysu1 = 321.5 mm

Ycu1 = Ycl1 − TCSL = 161.5 mm

Ycl1 = Ysl1 + TL = 461.5 mm

Dvc1 = Ycl1 −eca = 312.2 mm

$Iv1 = Is + As \times Y1^2 + (Ica + Aca \times Dvc1^2) / nca$ = 14610825974.8 $mm^4$

(2) 합성전 사하중 작용시

$$nca = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 45.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 6.4$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Av1 | = | 81256.7 $mm^2$ | Ysu1 | = | −702.0 mm |
| Y1 | = | 192.0 mm | Ysl1 | = | 318.0 mm |
| Dvc1 | = | 308.7 mm | Ycu1 | = | 158.0 mm |
| Iv1 | = | 14705407247.8 $mm^4$ | Ycl1 | = | 458.0 mm |

(3) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 고려시 − STEP 4

$$ncr = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.6 \left(1 + \frac{0.50}{2}\right) \fallingdotseq 8.3$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avc1 | = | 74299.0 $mm^2$ | Ysuc1 | = | −673.1 mm |
| Yc1 | = | 163.1 mm | Yslc1 | = | 346.9 mm |
| Dvcc1 | = | 337.6 mm | Ycuc1 | = | 186.9 mm |
| Ivc1 | = | 13926069727.2 $mm^4$ | Yclc1 | = | 486.9 mm |

(4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 고려시 − STEP 5

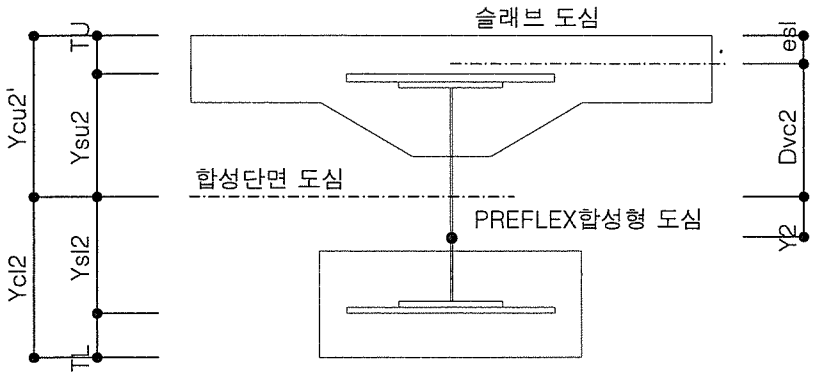
$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 0.50 = 1.0$

$$nsh = n \times \left(1 + \frac{\Phi 2}{2}\right) = 6.6 \left(1 + \frac{1.0}{2}\right) \fallingdotseq 9.9$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avs1 | = | 70265.8 $mm^2$ | Ysus1 | = | -653.7 mm |
| Ys1 | = | 143.7 mm | Ysls1 | = | 366.3 mm |
| Dvcs1 | = | 357.0 mm | Ycus1 | = | 206.3 mm |
| Ivs1 | = | 13408579117.4 $mm^4$ | Ycls1 | = | 506.3 mm |

### 3) PREFLEX 합성형 단면특성(PREFLEX GIRDER + DECK SLAB)

#### (1) 슬래브 합성후 - STEP 6




$$nsl = \frac{205000}{0.077 \times 2300^{1.5} \times (1 \times 30.0 + 8)^{\wedge}(1/3)} \fallingdotseq 7.2$$

TU = 140 mm
TL = 140 mm

| | b | h | A | y | A×y | A×$y^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SLAB | 2000.0 | 280.0 | 560000.0 | 140.0 | 78400000.0 | 10976000000.0 | 3658666666.7 |
| HUNCH(1) | 300.0 | 150.0 | 45000.0 | 330.0 | 14850000.0 | 4900500000.0 | 56250000.0 |
| HUNCH(2) | 300.0 | 150.0 | 45000.0 | 355.0 | 15975000.0 | 5671125000.0 | 84375000.0 |
| U2.flg | 400.0 | 20.0 | -8000.0 | 150.0 | -1200000.0 | -180000000.0 | -266666.7 |
| Web | 15.0 | 250.0 | -3750.0 | 295.0 | -1106250.0 | -326343750.0 | -19531250.0 |
| 계 | | | 638250.0 | | 106918750.0 | 21041281250.0 | 3779493750.0 |

$$esl = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{106918750.0}{638250.0} = 167.5 \text{ mm}$$

Hs = 1020 mm
(강형전체높이)

Asl : (슬래브 + 헌치 단면적) = 638250.0 $mm^2$
Av2 : (환산 단면적) = 170159.2 $mm^2$

$Isl = \sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times esl^2$ = 6909895091.6 mm4

Y2 = {Av1×(-Ysu1 + TU) + Asl×esl/nsl} / Av2 - (-Ysu1 + TU) = -352.4 mm

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ysu2 | = Ysu1 - Y2 | = | -349.6 mm |
| Ysl2 | = Hs + Ysu2 | = | 670.4 mm |
| Ycu2 | = Ycl2 - TCSL | = | 510.4 mm |
| Ycl2 | = Ysl2 + TL | = | 810.4 mm |
| Ycu2' | = Ysu2 - TU | = | -489.6 mm |
| Ycl2' | = Ycu2' + TCSU | = | -209.6 mm |
| Dvc2 | = Ycu2' + esl | = | -322.1 mm |

Iv2 = Iv1 + Av1×Y2$^2$ + (Isl + Asl×Dvc2$^2$) / nsl = 34978897836.8 mm$^4$

(2) 슬래브 크리프 고려시 - STEP 8

$$ncr2 = n \times \left( 1 + \frac{\Phi 1}{2} \right) = 7.2 \left( 1 + \frac{2.0}{2} \right) \fallingdotseq 14.4$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avc2 | = | 125707.9 mm$^2$ | Ysuc2 | = | -463.5 mm |
| Yc2 | = | -238.5 mm | Yslc2 | = | 556.5 mm |
| Dvcc2 | = | -436.0 mm | Ycuc2 | = | 396.5 mm |
| Ivc2 | = | 28256408929.4 mm$^4$ | Yclc2 | = | 696.5 mm |
| | | | Ycuc2' | = | -603.5 mm |
| | | | Yclc2' | = | -323.5 mm |

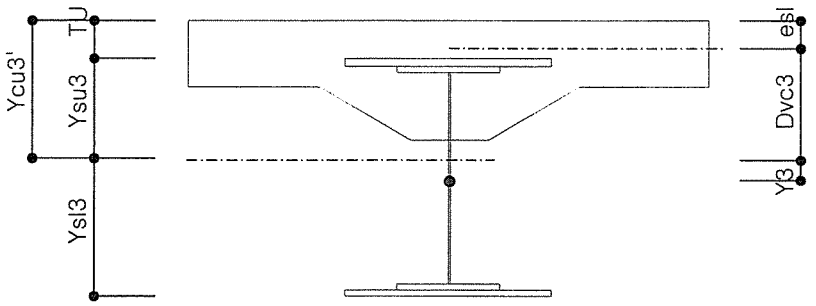
(3) 슬래브 건조수축 고려시 - STEP 10

Φ2 = 2 × Φ1 = 2 × 2.0 = 4.0

$$nsh2 = n \times \left( 1 + \frac{\Phi 2}{2} \right) = 7.2 \left( 1 + \frac{4.0}{2} \right) \fallingdotseq 21.5$$

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Avs2 | = | 110890.9 mm$^2$ | Ysus2 | = | -521.7 mm |
| Ys2 | = | -180.2 mm | Ysls2 | = | 498.3 mm |
| Dvcs2 | = | -494.2 mm | Ycus2 | = | 338.3 mm |
| Ivs2 | = | 24903650436.5 mm$^4$ | Ycls2 | = | 638.3 mm |
| | | | Ycus2' | = | -661.7 mm |
| | | | Ycls2' | = | -381.7 mm |

4) 강형 + SLAB




nsl = 7.2

Av3 = As + Asl / nsl = 139002.5 mm$^2$

Y3 = {As×(-Ysu + TU) + Asl×esl/nsl} / Av3 - (-Ysu + TU) = -308.6 mm

Ysu3 = Ysu - Y3 = -201.4 mm

Ysl3 = Hs + Ysu3 = 818.6 mm

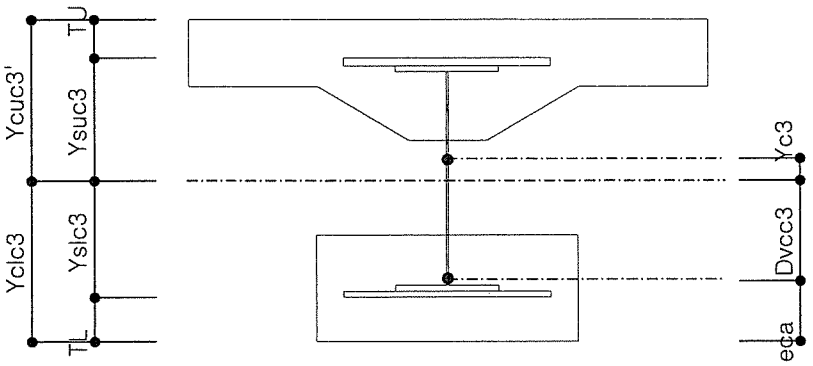
Ycu3' = Ysu3 − TU = −341.4 mm

Ycl3' = Ycu3' + TCSU = −61.4 mm

Dvc3 = Ycu3' + esl = −173.9 mm

Iv3 = Is + As×Y3$^2$ + (Isl + Asl×Dvc3$^2$) / nsl = 18069081674.8 mm$^4$

5) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 크리프 고려시 − STEP 7




nca = 6.4

$$ncr3 = n \times \left(1 + \frac{\Phi 1}{2}\right) = 6.4 \left(1 + \frac{2.0}{2}\right) \fallingdotseq 12.9$$

Avc3 = Av3 + Aca / ncr3 = 154580.8 mm$^2$

Yc3 = Ycu3' + {(Av3×−Ycu3') + Aca×(H − eca)/ncr3} / Avc3 = 81.6 mm

Ysuc3 = Ysu3 − Yc3 = −283.0 mm

Yslc3 = Hs + Ysuc3 = 737.0 mm

Ycuc3 = Yclc3 − TCSL = 577.0 mm

Yclc3 = Yslc3 + TL = 877.0 mm

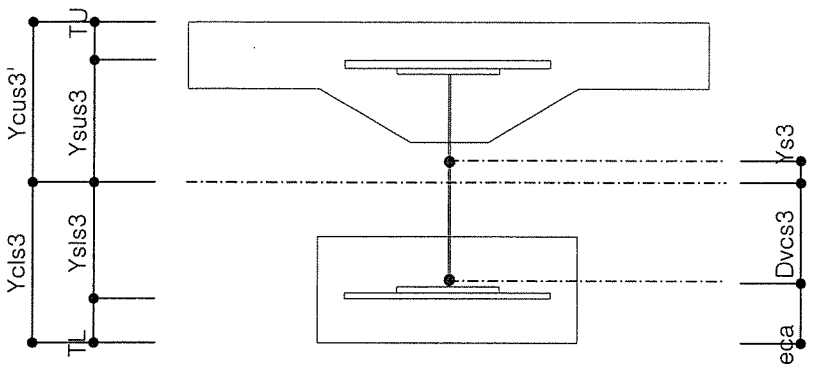
Ycuc3' = Ysuc3 − TU = −423.0 mm

Yclc3' = Ycuc3' + TCSU = −143.0 mm

Dvcc3 = Yslc3 + TL − eca = 727.7 mm

Ivc3 = Iv3 + Av3×Yc3$^2$ + (Ica + Aca×Dvcc3$^2$) / ncr3 = 27363796078.6 mm$^4$

6) 아래 플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 고려시 - STEP 9




$\Phi 2 = 2 \times \Phi 1 = 2 \times 2.0 = 4.0$

$nsh3 = n \times \left( 1 + \frac{\Phi 2}{2} \right) = 6.4 \left( 1 + \frac{4.0}{2} \right) \fallingdotseq 19.3$

$Avs3 = Av3 + Aca / nsh3 = 149388.1\ mm^2$

$Ys3 = Ycu3' + \{(Av3 \times -Ycu3') + Aca \times (H - eca)/nsh3\} / Avs3 = 56.3\ mm$

$Ysus3 = Ysu3 - Ys3 = -257.7\ mm$

$Ysls3 = Hs + Ysus3 = 762.3\ mm$

$Ycus3 = Ycls3 - TCSL = 602.3\ mm$

$Ycls3 = Ysls3 + TL = 902.3\ mm$

$Ycus3' = Ysus3 - TU = -397.7\ mm$

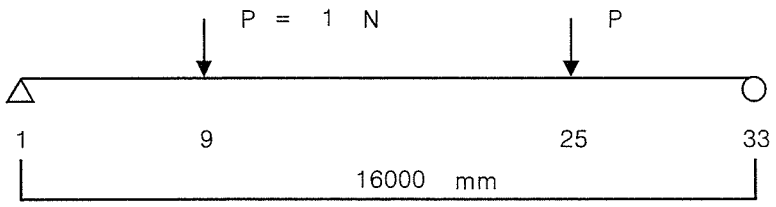
$Ycls3' = Ycus3' + TCSU = -117.7\ mm$

$Dvcs3 = Ysls3 + TL - eca = 753.0\ mm$

$Ivs3 = Iv3 + Av3 \times Ys3^2 + (Ica + Aca \times Dvcs3^2) / nsh3 = 24478129983.3\ mm^4$

## 12 . 3 거더부 응력검토

### 1) 프리플렉션 하중




fsy = 355.00 MPa

Mmax = P × X = 1.00 × 4000.00 = 4000.00 N.mm

$$fsu = \frac{Mmax}{Is} \times Ysu = \frac{4000.00}{9647430000.0} \times -510.0 = -0.0002115 \quad MPa$$

$$fsl = \frac{Mmax}{Is} \times Ysl = \frac{4000.00}{9647430000.0} \times 510.0 = 0.0002115 \quad MPa$$

$$PF1 = \frac{0.90 \times fsy}{abs(fsu)} = \frac{0.90 \times 355}{0.0002115} = 1510.96 \quad kN$$

$$PF2 = \frac{0.80 \times fsy}{abs(fsl)} = \frac{0.80 \times 355}{0.0002115} = 1343.07 \quad kN$$

☞ 0.9×fsy : 강형의 프리플렉션 재하시 주거더의 허용압축응력

0.8×fsy : 강형의 프리플렉션 재하시 주거더의 허용인장응력

PF = Min(PF1, PF2) = 1343.07 kN

적용PF = 0.90 × 1343.07 = 1208.77 kN (적용 프리플렉션 하중)

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | 604.38 | 1208.77 | 1208.77 |
| 2 | 500 | 604.38 | 1208.77 | 1208.77 | 1208.77 |
| 3 | 1000 | 1208.77 | 1813.15 | 1208.77 | 1208.77 |
| 4 | 1500 | 1813.15 | 2417.53 | 1208.77 | 1208.77 |
| 5 | 2000 | 2417.53 | 3021.92 | 1208.77 | 1208.77 |
| 6 | 2500 | 3021.92 | 3626.30 | 1208.77 | 1208.77 |
| 7 | 3000 | 3626.30 | 4230.68 | 1208.77 | 1208.77 |
| 8 | 3500 | 4230.68 | 4835.06 | 1208.77 | 1208.77 |
| 9 | 4000 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | 4835.06 | 4835.06 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -31.95 | 31.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -63.90 | 63.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -95.85 | 95.85 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -127.80 | 127.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -159.75 | 159.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -191.70 | 191.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -223.65 | 223.65 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 허용 응력 | -319.50 | -319.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 284.00 | 284.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 만족 | O.K | O.K | | | | |

2) 릴리즈

RE = 1208.77 kN (릴리즈 하중)

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | -604.38 | -1208.77 | -1208.77 |
| 2 | 500 | -604.38 | -1208.77 | -1208.77 | -1208.77 |
| 3 | 1000 | -1208.77 | -1813.15 | -1208.77 | -1208.77 |
| 4 | 1500 | -1813.15 | -2417.53 | -1208.77 | -1208.77 |
| 5 | 2000 | -2417.53 | -3021.92 | -1208.77 | -1208.77 |
| 6 | 2500 | -3021.92 | -3626.30 | -1208.77 | -1208.77 |
| 7 | 3000 | -3626.30 | -4230.68 | -1208.77 | -1208.77 |
| 8 | 3500 | -4230.68 | -4835.06 | -1208.77 | -1208.77 |
| 9 | 4000 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -4835.06 | -4835.06 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 28.89 | -13.30 | -1.01 | -2.88 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 57.79 | -26.60 | -2.02 | -5.77 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 86.68 | -39.90 | -3.03 | -8.65 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 115.57 | -53.20 | -4.04 | -11.54 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 144.46 | -66.50 | -5.05 | -14.42 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 173.36 | -79.80 | -6.06 | -17.31 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 202.25 | -93.10 | -7.07 | -20.19 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |

3) 강형과 하부플랜지 콘크리트의 자중

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 강재 자중 | : | 0.050 | × | 78.50 | = | 3.933 |
| 하부케이싱 콘크리트 자중 | : | 0.200 | × | 25.00 | = | 5.005 |
| 합계 | | | | | | 8.938 kN/m |

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | 34.63 | 71.50 | 67.04 |
| 2 | 500 | 34.63 | 67.04 | 67.04 | 62.57 |
| 3 | 1000 | 67.04 | 97.20 | 62.57 | 58.10 |
| 4 | 1500 | 97.20 | 125.13 | 58.10 | 53.63 |
| 5 | 2000 | 125.13 | 150.83 | 53.63 | 49.16 |
| 6 | 2500 | 150.83 | 174.29 | 49.16 | 44.69 |
| 7 | 3000 | 174.29 | 195.52 | 44.69 | 40.22 |
| 8 | 3500 | 195.52 | 214.51 | 40.22 | 35.75 |
| 9 | 4000 | 214.51 | 231.27 | 35.75 | 31.28 |
| 10 | 4500 | 231.27 | 245.80 | 31.28 | 26.81 |
| 11 | 5000 | 245.80 | 258.08 | 26.81 | 22.35 |
| 12 | 5500 | 258.08 | 268.14 | 22.35 | 17.88 |
| 13 | 6000 | 268.14 | 275.96 | 17.88 | 13.41 |
| 14 | 6500 | 275.96 | 281.55 | 13.41 | 8.94 |
| 15 | 7000 | 281.55 | 284.90 | 8.94 | 4.47 |
| 16 | 7500 | 284.90 | 286.02 | 4.47 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -1.66 | 0.76 | 0.06 | 0.17 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -3.20 | 1.48 | 0.11 | 0.32 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -4.65 | 2.14 | 0.16 | 0.46 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -5.98 | 2.75 | 0.21 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -7.21 | 3.32 | 0.25 | 0.72 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -8.33 | 3.84 | 0.29 | 0.83 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -9.35 | 4.30 | 0.33 | 0.93 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -10.25 | 4.72 | 0.36 | 1.02 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -11.06 | 5.09 | 0.39 | 1.10 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -11.75 | 5.41 | 0.41 | 1.17 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -12.34 | 5.68 | 0.43 | 1.23 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -12.82 | 5.90 | 0.45 | 1.28 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -13.19 | 6.07 | 0.46 | 1.32 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -13.46 | 6.20 | 0.47 | 1.34 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -13.62 | 6.27 | 0.48 | 1.36 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -13.67 | 6.29 | 0.48 | 1.37 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -4.71 | 19.41 | -0.95 | -2.72 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -9.32 | 38.77 | -1.91 | -5.45 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -13.82 | 58.09 | -2.87 | -8.19 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -18.21 | 77.35 | -3.83 | -10.94 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -22.50 | 96.57 | -4.80 | -13.70 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -26.68 | 115.73 | -5.77 | -16.48 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -30.75 | 134.85 | -6.74 | -19.26 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -34.71 | 153.92 | -7.72 | -22.05 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -35.52 | 154.29 | -7.69 | -21.97 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -36.21 | 154.61 | -7.67 | -21.90 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -36.80 | 154.88 | -7.65 | -21.84 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -37.28 | 155.10 | -7.63 | -21.80 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -37.65 | 155.27 | -7.62 | -21.76 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -37.92 | 155.39 | -7.61 | -21.73 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -38.08 | 155.47 | -7.60 | -21.72 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -38.13 | 155.49 | -7.60 | -21.71 | 0.00 | 0.00 |
| 허용 | -319.50 | -319.50 | -24.30 | -24.30 | 0.00 | 0.00 |
| 응력 | 284.00 | 284.00 | 3.18 | 3.18 | 0.00 | 0.00 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | | |

4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형)
  - As = 50100.0 $mm^2$
  - Is = 9647430000 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱 콘크리트)
  - Av1 = 80348.7 $mm^2$
  - Iv1 = 14610825975 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.412
  - φi = 0.5
  - Dvcc1 = 337.6 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 $mm^2$

◆ SECTION 3 ~ 16

- 합성전 (강형)
  - As = 50100.0 $mm^2$
  - Is = 9647430000 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱 콘크리트)
  - Av1 = 80348.7 $mm^2$
  - Iv1 = 14610825975 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.412
  - φi = 0.5
  - Dvcc1 = 337.6 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 $mm^2$

| 부재 | 응력의 합(STEP 1~3) | | Ncl | | Pcl | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ∑fcu | ∑fcl | 좌측(kN) | 우측(kN) | 좌측(kN) | 우측(kN) |
| 1 | -0.95 | -2.72 | 0.00 | -367.46 | 0.00 | -68.37 |
| 2 | -1.91 | -5.45 | -367.46 | -736.37 | -68.37 | -137.00 |
| 3 | -2.87 | -8.19 | -736.37 | -1106.71 | -137.00 | -205.90 |
| 4 | -3.83 | -10.94 | -1106.71 | -1478.50 | -205.90 | -275.08 |
| 5 | -4.80 | -13.70 | -1478.50 | -1851.73 | -275.08 | -344.51 |
| 6 | -5.77 | -16.48 | -1851.73 | -2226.40 | -344.51 | -414.22 |
| 7 | -6.74 | -19.26 | -2226.40 | -2602.51 | -414.22 | -484.20 |
| 8 | -7.72 | -22.05 | -2602.51 | -2980.06 | -484.20 | -554.44 |
| 9 | -7.69 | -21.97 | -2980.06 | -2969.25 | -554.44 | -552.43 |
| 10 | -7.67 | -21.90 | -2969.25 | -2959.88 | -552.43 | -550.69 |
| 11 | -7.65 | -21.84 | -2959.88 | -2951.95 | -550.69 | -549.21 |
| 12 | -7.63 | -21.80 | -2951.95 | -2945.47 | -549.21 | -548.01 |
| 13 | -7.62 | -21.76 | -2945.47 | -2940.42 | -548.01 | -547.07 |
| 14 | -7.61 | -21.73 | -2940.42 | -2936.82 | -547.07 | -546.40 |
| 15 | -7.60 | -21.72 | -2936.82 | -2934.66 | -546.40 | -546.00 |
| 16 | -7.60 | -21.71 | -2934.66 | -2933.94 | -546.00 | -545.86 |

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu + \sum fcl) \times 0.5 \times Aca$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi i))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc1$

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(Mcl, kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | -23.08 | -46.25 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | -46.25 | -69.51 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | -69.51 | -92.86 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | -92.86 | -116.30 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | -116.30 | -139.83 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | -139.83 | -163.45 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | -163.45 | -187.17 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | -187.17 | -186.49 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -186.49 | -185.90 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -185.90 | -185.40 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -185.40 | -184.99 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -184.99 | -184.68 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -184.68 | -184.45 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -184.45 | -184.31 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -184.31 | -184.27 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.20 | -1.50 | 0.03 | 0.50 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 0.39 | -3.00 | 0.06 | 0.60 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.59 | -4.50 | 0.09 | 0.89 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 0.79 | -6.02 | 0.11 | 1.20 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 0.98 | -7.53 | 0.14 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 1.18 | -9.06 | 0.17 | 1.80 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 1.38 | -10.59 | 0.20 | 2.10 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 1.58 | -12.13 | 0.23 | 2.41 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.58 | -12.08 | 0.23 | 2.40 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 1.57 | -12.04 | 0.23 | 2.39 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 1.57 | -12.01 | 0.23 | 2.39 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 1.57 | -11.98 | 0.23 | 2.38 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 1.56 | -11.96 | 0.23 | 2.38 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 1.56 | -11.95 | 0.23 | 2.37 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 1.56 | -11.94 | 0.23 | 2.37 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 1.56 | -11.94 | 0.23 | 2.37 | 0.00 | 0.00 |

5) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aca = 200200.0 $mm^2$ : ( 하부케이싱 콘크리트 단면적 )
εi = -0.0000075
nsh = 9.9
Dvcs1 = 357.0 mm
Ps1 = (Es × εi / nsh) × Aca : (건조수축에 의한 축하중)
= -31004.9 N
Ms1 = Ps1 × Dvcs1
= -11067271.3 N.mm = -11.07 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -11.07 | -11.07 | 0.00 | 0.00 |

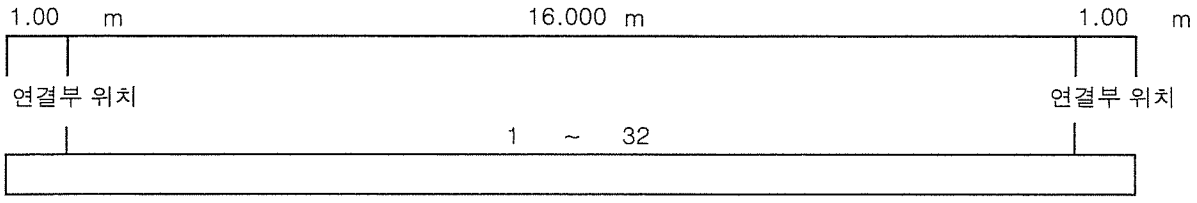
◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -4.42 | 17.17 | -0.83 | -2.15 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -8.83 | 35.04 | -1.76 | -4.79 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -13.13 | 52.84 | -2.69 | -7.23 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -17.33 | 70.59 | -3.62 | -9.68 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -21.42 | 88.29 | -4.56 | -12.14 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -25.40 | 105.93 | -5.50 | -14.61 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -29.27 | 123.52 | -6.45 | -17.09 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -33.03 | 141.05 | -7.39 | -19.57 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -33.84 | 141.46 | -7.37 | -19.50 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -34.54 | 141.82 | -7.34 | -19.44 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -35.13 | 142.12 | -7.32 | -19.39 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -35.61 | 142.37 | -7.31 | -19.35 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -35.99 | 142.56 | -7.30 | -19.31 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -36.26 | 142.70 | -7.29 | -19.29 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -36.42 | 142.78 | -7.28 | -19.28 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -36.48 | 142.81 | -7.28 | -19.27 | 0.00 | 0.00 |
| 허용 응력 | -319.50 | -319.50 | -24.30 | -24.30 | 0.00 | 0.00 |
| | 284.00 | 284.00 | 3.18 | 3.18 | 0.00 | 0.00 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | | |

6) 합성전 단면력에 대한 검토 (교량폭: 10.900 m )




* 부재력은 "4-2. 상시 해석 모델"의 10번 부재의 SAPOUTPUT × 유효폭 임.

부재 1 = 52.03 × 2.000 = 104.06 kN.m
부재 2 = 104.87 × 2.000 = 209.74 kN.m
부재 3 = 154.31 × 2.000 = 308.62 kN.m
부재 4 = 200.33 × 2.000 = 400.66 kN.m
부재 5 = 242.94 × 2.000 = 485.88 kN.m
부재 6 = 282.15 × 2.000 = 564.30 kN.m
부재 7 = 317.95 × 2.000 = 635.90 kN.m
부재 8 = 350.33 × 2.000 = 700.66 kN.m
부재 9 = 379.31 × 2.000 = 758.62 kN.m
부재 10 = 404.88 × 2.000 = 809.76 kN.m
부재 11 = 427.04 × 2.000 = 854.08 kN.m
부재 12 = 445.79 × 2.000 = 891.58 kN.m
부재 13 = 461.13 × 2.000 = 922.26 kN.m
부재 14 = 473.06 × 2.000 = 946.12 kN.m
부재 15 = 481.59 × 2.000 = 963.18 kN.m
부재 16 = 486.7 × 2.000 = 973.40 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0.00 | 104.06 | 209.74 | 218.18 | 204.56 |
| 2 | 500.00 | 209.74 | 308.62 | 204.56 | 190.92 |
| 3 | 1000.00 | 308.62 | 400.66 | 190.92 | 177.28 |
| 4 | 1500.00 | 400.66 | 485.88 | 177.28 | 163.64 |
| 5 | 2000.00 | 485.88 | 564.30 | 163.64 | 150.00 |
| 6 | 2500.00 | 564.30 | 635.90 | 150.00 | 136.36 |
| 7 | 3000.00 | 635.90 | 700.66 | 136.36 | 122.74 |
| 8 | 3500.00 | 700.66 | 758.62 | 122.74 | 109.10 |
| 9 | 4000.00 | 758.62 | 809.76 | 109.10 | 95.46 |
| 10 | 4500.00 | 809.76 | 854.08 | 95.46 | 81.82 |
| 11 | 5000.00 | 854.08 | 891.58 | 81.82 | 68.18 |
| 12 | 5500.00 | 891.58 | 922.26 | 68.18 | 54.54 |
| 13 | 6000.00 | 922.26 | 946.12 | 54.54 | 40.92 |
| 14 | 6500.00 | 946.12 | 963.18 | 40.92 | 27.28 |
| 15 | 7000.00 | 963.18 | 973.40 | 27.28 | 13.64 |
| 16 | 7500.00 | 973.40 | 976.80 | 13.64 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

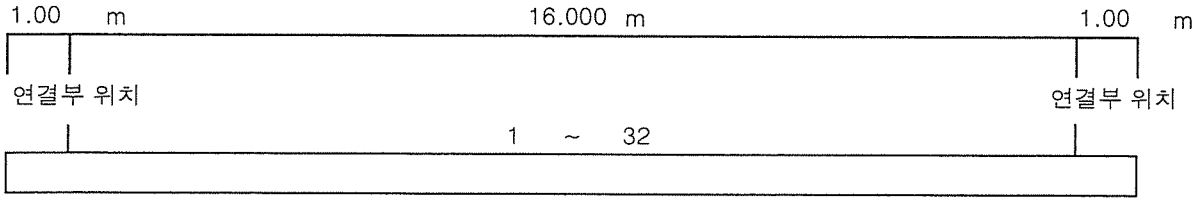
| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -10.01 | 4.54 | 0.35 | 1.02 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -14.73 | 6.67 | 0.52 | 1.50 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -19.13 | 8.67 | 0.67 | 1.94 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -23.19 | 10.51 | 0.81 | 2.36 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -26.94 | 12.20 | 0.94 | 2.74 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -30.35 | 13.75 | 1.06 | 3.08 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -33.45 | 15.15 | 1.17 | 3.40 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -36.21 | 16.41 | 1.27 | 3.68 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -38.65 | 17.51 | 1.35 | 3.93 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -40.77 | 18.47 | 1.43 | 4.14 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -42.56 | 19.28 | 1.49 | 4.32 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -44.02 | 19.95 | 1.54 | 4.47 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -45.16 | 20.46 | 1.58 | 4.59 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -45.98 | 20.83 | 1.61 | 4.67 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -46.47 | 21.05 | 1.63 | 4.72 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -46.63 | 21.13 | 1.63 | 4.74 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력의 합계(MPa)

[최대단면력에는 강형과 하부케이싱의 자중이 포함되어 있으므로 응력의 합계에서 STEP 3 의 응력제외]

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -12.78 | 20.95 | -0.54 | -1.29 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -20.36 | 40.23 | -1.35 | -3.61 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | -27.61 | 59.37 | -2.18 | -5.75 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | -34.54 | 78.35 | -3.02 | -7.92 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | -41.14 | 97.18 | -3.87 | -10.12 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | -47.42 | 115.85 | -4.73 | -12.36 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | -53.37 | 134.37 | -5.60 | -14.62 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | -58.99 | 152.74 | -6.48 | -16.92 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | -61.44 | 153.89 | -6.40 | -16.68 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | -63.56 | 154.88 | -6.33 | -16.47 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | -65.35 | 155.73 | -6.26 | -16.30 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -66.82 | 156.42 | -6.21 | -16.16 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | -67.96 | 156.95 | -6.17 | -16.04 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -68.78 | 157.34 | -6.15 | -15.96 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | -69.27 | 157.57 | -6.13 | -15.92 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | -69.43 | 157.64 | -6.12 | -15.90 | 0.00 | 0.00 |
| 허용 응력 | -215.00 | -215.00 | -18.00 | -18.00 | 0.00 | 0.00 |
| | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 3.35 | 0.00 | 0.00 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | | |

7) 합성후 단면력에 대한 검토 (교량폭: 10.900 m )




* 부재력은 "4-2. 상시 해석 모델"의 8번 부재의 SAPOUTPUT × 유효폭 임.

부재 1 = 400.98 × 2.000 = 801.96 kN.m
부재 2 = 460.72 × 2.000 = 921.44 kN.m
부재 3 = 520.78 × 2.000 = 1041.56 kN.m
부재 4 = 621.8 × 2.000 = 1243.60 kN.m
부재 5 = 718.27 × 2.000 = 1436.54 kN.m
부재 6 = 805.16 × 2.000 = 1610.32 kN.m
부재 7 = 882.36 × 2.000 = 1764.72 kN.m
부재 8 = 949.79 × 2.000 = 1899.58 kN.m
부재 9 = 1007.35 × 2.000 = 2014.70 kN.m
부재 10 = 1055 × 2.000 = 2110.00 kN.m
부재 11 = 1092.65 × 2.000 = 2185.30 kN.m
부재 12 = 1120.28 × 2.000 = 2240.56 kN.m
부재 13 = 1137.84 × 2.000 = 2275.68 kN.m
부재 14 = 1145.3 × 2.000 = 2290.60 kN.m
부재 15 = 1142.66 × 2.000 = 2285.32 kN.m
부재 16 = 1129.91 × 2.000 = 2259.82 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 801.96 | 921.44 | 883.16 | 844.58 |
| 2 | 500 | 921.44 | 1041.56 | 844.58 | 805.86 |
| 3 | 1000 | 1041.56 | 1243.60 | 805.86 | 767.02 |
| 4 | 1500 | 1243.60 | 1436.54 | 767.02 | 728.06 |
| 5 | 2000 | 1436.54 | 1610.32 | 728.06 | 689.02 |
| 6 | 2500 | 1610.32 | 1764.72 | 689.02 | 649.88 |
| 7 | 3000 | 1764.72 | 1899.58 | 649.88 | 610.66 |
| 8 | 3500 | 1899.58 | 2014.70 | 610.66 | 571.38 |
| 9 | 4000 | 2014.70 | 2110.00 | 571.38 | 532.04 |
| 10 | 4500 | 2110.00 | 2185.30 | 532.04 | 492.66 |
| 11 | 5000 | 2185.30 | 2240.56 | 492.66 | 453.24 |
| 12 | 5500 | 2240.56 | 2275.68 | 453.24 | 413.80 |
| 13 | 6000 | 2275.68 | 2290.60 | 413.80 | 374.36 |
| 14 | 6500 | 2290.60 | 2285.32 | 374.36 | 334.92 |
| 15 | 7000 | 2285.32 | 2259.82 | 334.92 | 295.48 |
| 16 | 7500 | 2259.82 | 2214.14 | 295.48 | 256.06 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -9.21 | 17.66 | 2.09 | 3.32 | -1.80 | -0.77 |
| 2 | -10.41 | 19.96 | 2.37 | 3.76 | -2.03 | -0.87 |
| 3 | -12.43 | 23.84 | 2.82 | 4.48 | -2.42 | -1.04 |
| 4 | -14.36 | 27.53 | 3.26 | 5.18 | -2.80 | -1.20 |
| 5 | -16.09 | 30.86 | 3.66 | 5.81 | -3.14 | -1.34 |
| 6 | -17.64 | 33.82 | 4.01 | 6.36 | -3.44 | -1.47 |
| 7 | -18.98 | 36.41 | 4.31 | 6.85 | -3.70 | -1.59 |
| 8 | -20.14 | 38.61 | 4.58 | 7.26 | -3.93 | -1.68 |
| 9 | -21.09 | 40.44 | 4.79 | 7.61 | -4.11 | -1.76 |
| 10 | -21.84 | 41.88 | 4.96 | 7.88 | -4.26 | -1.82 |
| 11 | -22.39 | 42.94 | 5.09 | 8.08 | -4.37 | -1.87 |
| 12 | -22.74 | 43.62 | 5.17 | 8.21 | -4.44 | -1.90 |
| 13 | -22.89 | 43.90 | 5.20 | 8.26 | -4.47 | -1.91 |
| 14 | -22.84 | 43.80 | 5.19 | 8.24 | -4.46 | -1.91 |
| 15 | -22.59 | 43.31 | 5.13 | 8.15 | -4.41 | -1.89 |
| 16 | -22.13 | 42.44 | 5.03 | 7.98 | -4.32 | -1.85 |

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -21.98 | 38.61 | 1.56 | 2.03 | -1.80 | -0.77 |
| 2 | -30.77 | 60.20 | 1.01 | 0.15 | -2.03 | -0.87 |
| 3 | -40.04 | 83.20 | 0.64 | -1.26 | -2.42 | -1.04 |
| 4 | -48.90 | 105.88 | 0.24 | -2.74 | -2.80 | -1.20 |
| 5 | -57.24 | 128.04 | -0.21 | -4.32 | -3.14 | -1.34 |
| 6 | -65.05 | 149.67 | -0.72 | -5.99 | -3.44 | -1.47 |
| 7 | -72.35 | 170.78 | -1.29 | -7.77 | -3.70 | -1.59 |
| 8 | -79.13 | 191.35 | -1.91 | -9.66 | -3.93 | -1.68 |
| 9 | -82.53 | 194.33 | -1.61 | -9.07 | -4.11 | -1.76 |
| 10 | -85.40 | 196.77 | -1.36 | -8.59 | -4.26 | -1.82 |
| 11 | -87.74 | 198.67 | -1.18 | -8.22 | -4.37 | -1.87 |
| 12 | -89.56 | 200.03 | -1.05 | -7.95 | -4.44 | -1.90 |
| 13 | -90.85 | 200.86 | -0.97 | -7.78 | -4.47 | -1.91 |
| 14 | -91.62 | 201.14 | -0.96 | -7.72 | -4.46 | -1.91 |
| 15 | -91.85 | 200.88 | -1.00 | -7.77 | -4.41 | -1.89 |
| 16 | -91.56 | 200.08 | -1.09 | -7.92 | -4.32 | -1.85 |
| 허용 응력 | -215.00<br>215.00 | -215.00<br>215.00 | -18.00<br>3.35 | -18.00<br>3.35 | -12.00<br>2.10 | -12.00<br>2.10 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

8) 하부플랜지 콘크리트의 최종 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형+바닥판)
  - Av3 = 139002.5 $mm^2$
  - Iv3 = 18069081675 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 콘크리트)
  - Av2 = 170159.2 $mm^2$
  - Iv2 = 34978897837 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.422
  - φc = 2.0
  - Dvcc3 = 727.7 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 $mm^2$

◆ SECTION 3 ~ 16

- 합성전 (강형+바닥판)
  - Av3 = 139002.5 $mm^2$
  - Iv3 = 18069081675 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 콘크리트)
  - Av2 = 170159.2 $mm^2$
  - Iv2 = 34978897837 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.422
  - φc = 2.0
  - Dvcc3 = 727.7 mm
- 하부케이싱 콘크리트 단면적
  - Aca = 200200.0 $mm^2$

| 부재 | 응력의 합(step2+3+6+7) | | Ncl | | Pcl | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ∑fcu | ∑fcl | 좌측(N) | 우측(kN) | 좌측(kN) | 우측(kN) |
| 1 | 1.43 | 1.45 | 0.00 | 289.12 | 0.00 | 164.80 |
| 2 | 0.86 | -0.52 | 289.12 | 34.52 | 164.80 | 19.67 |
| 3 | 0.47 | -2.23 | 34.52 | -176.36 | 19.67 | -100.53 |
| 4 | 0.04 | -4.00 | -176.36 | -397.05 | -100.53 | -226.32 |
| 5 | -0.45 | -5.88 | -397.05 | -633.44 | -226.32 | -361.06 |
| 6 | -0.99 | -7.86 | -633.44 | -885.69 | -361.06 | -504.84 |
| 7 | -1.58 | -9.95 | -885.69 | -1153.89 | -504.84 | -657.72 |
| 8 | -2.23 | -12.13 | -1153.89 | -1438.15 | -657.72 | -819.74 |
| 9 | -1.93 | -11.54 | -1438.15 | -1348.71 | -819.74 | -768.76 |
| 10 | -1.69 | -11.06 | -1348.71 | -1275.49 | -768.76 | -727.03 |
| 11 | -1.50 | -10.68 | -1275.49 | -1218.51 | -727.03 | -694.55 |
| 12 | -1.37 | -10.40 | -1218.51 | -1177.82 | -694.55 | -671.36 |
| 13 | -1.29 | -10.23 | -1177.82 | -1153.48 | -671.36 | -657.48 |
| 14 | -1.28 | -10.17 | -1153.48 | -1145.45 | -657.48 | -652.91 |
| 15 | -1.32 | -10.21 | -1145.45 | -1153.78 | -652.91 | -657.65 |
| 16 | -1.41 | -10.36 | -1153.78 | -1178.43 | -657.65 | -671.71 |

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : Ncl = (∑fcu + ∑fcl) × 0.5 × Aca

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : Pcl = Ncl × (1 - exp(-α×ϕc))

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : Mcl = Pcl × Dvcc3

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(Mcl, kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | 119.92 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | 119.92 | 14.32 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | 14.32 | -73.15 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | -73.15 | -164.68 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | -164.68 | -262.73 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | -262.73 | -367.35 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | -367.35 | -478.60 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | -478.60 | -596.50 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | -596.50 | -559.40 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -559.40 | -529.03 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -529.03 | -505.40 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -505.40 | -488.52 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -488.52 | -478.42 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -478.42 | -475.09 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -475.09 | -478.55 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -478.55 | -488.77 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.17 | 4.30 | -0.54 | -0.45 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -0.02 | 0.51 | -0.46 | 0.34 | -0.01 | 0.01 |
| 3 | 0.11 | -2.62 | -0.44 | 1.04 | 0.07 | -0.04 |
| 4 | 0.24 | -5.90 | -0.41 | 1.76 | 0.15 | -0.08 |
| 5 | 0.38 | -9.41 | -0.36 | 2.52 | 0.24 | -0.13 |
| 6 | 0.53 | -13.16 | -0.29 | 3.31 | 0.34 | -0.19 |
| 7 | 0.69 | -17.15 | -0.22 | 4.14 | 0.44 | -0.24 |
| 8 | 0.87 | -21.37 | -0.12 | 5.02 | 0.55 | -0.30 |
| 9 | 0.81 | -20.04 | -0.20 | 4.80 | 0.51 | -0.29 |
| 10 | 0.77 | -18.95 | -0.27 | 4.62 | 0.48 | -0.27 |
| 11 | 0.73 | -18.11 | -0.33 | 4.48 | 0.46 | -0.26 |
| 12 | 0.71 | -17.50 | -0.36 | 4.37 | 0.45 | -0.25 |
| 13 | 0.69 | -17.14 | -0.38 | 4.31 | 0.44 | -0.24 |
| 14 | 0.69 | -17.02 | -0.38 | 4.28 | 0.43 | -0.24 |
| 15 | 0.69 | -17.14 | -0.37 | 4.29 | 0.44 | -0.24 |
| 16 | 0.71 | -17.51 | -0.33 | 4.35 | 0.45 | -0.25 |

9) 바닥판 콘크리트의 최종 크리프

◆ SECTION 1 ~ 2

- 합성전 (강형+하부케이싱(주))
  - Av1' = 81256.7 $mm^2$
  - Iv1' = 9967158543 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 Con'c)
  - Av2 = 170159.2 $mm^2$
  - Iv2 = 34978897837 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.136
  - φc = 2.0
  - Dvcc2 = -436.0 mm
- 바닥판 콘크리트 단면적
  - Aslab = 638250.0 $mm^2$

◆ SECTION 3 ~ 5

- 합성전 (강형+하부케이싱(주))
  - Av1' = 81256.7 $mm^2$
  - Iv1' = 14705407248 $mm^4$
- 합성후 (강형+하부케이싱+바닥판 Con'c)
  - Av2 = 170159.2 $mm^2$
  - Iv2 = 34978897837 $mm^4$
- 크리프 고려시
  - α = 0.201
  - φc = 2.0
  - Dvcc2 = -436.0 mm
- 바닥판 콘크리트 단면적
  - Aslab = 638250.0 $mm^2$

| 부재 | 응력의 합(step8) | | Ncl | | Pcl | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ∑fcu' | ∑fcl' | 좌측(kN) | 우측(kN) | 좌측(kN) | 우측(kN) |
| 1 | -1.80 | -0.77 | 0.00 | -818.71 | 0.00 | -195.06 |
| 2 | -2.03 | -0.87 | -818.71 | -925.44 | -195.06 | -220.49 |
| 3 | -2.42 | -1.04 | -925.44 | -1104.95 | -220.49 | -365.40 |
| 4 | -2.80 | -1.20 | -1104.95 | -1276.38 | -365.40 | -422.09 |
| 5 | -3.14 | -1.34 | -1276.38 | -1430.79 | -422.09 | -473.16 |
| 6 | -3.44 | -1.47 | -1430.79 | -1567.97 | -473.16 | -518.52 |
| 7 | -3.70 | -1.59 | -1567.97 | -1687.80 | -518.52 | -558.15 |
| 8 | -3.93 | -1.68 | -1687.80 | -1790.08 | -558.15 | -591.97 |
| 9 | -4.11 | -1.76 | -1790.08 | -1874.76 | -591.97 | -619.98 |
| 10 | -4.26 | -1.82 | -1874.76 | -1941.66 | -619.98 | -642.10 |
| 11 | -4.37 | -1.87 | -1941.66 | -1990.76 | -642.10 | -658.34 |
| 12 | -4.44 | -1.90 | -1990.76 | -2021.96 | -658.34 | -668.66 |
| 13 | -4.47 | -1.91 | -2021.96 | -2035.22 | -668.66 | -673.04 |
| 14 | -4.46 | -1.91 | -2035.22 | -2030.53 | -673.04 | -671.49 |
| 15 | -4.41 | -1.89 | -2030.53 | -2007.87 | -671.49 | -664.00 |
| 16 | -4.32 | -1.85 | -2007.87 | -1967.29 | -664.00 | -650.57 |

Ncl : 하부케이싱 콘크리트의 작용 축하중 : $Ncl = (\sum fcu' + \sum fcl') \times 0.5 \times Aslab$

Pcl : 크리프에 의한 축하중 : $Pcl = Ncl \times (1 - \exp(-\alpha \times \phi c))$

Mcl : 크리프에 의한 모멘트 : $Mcl = Pcl \times Dvcc2$

◆ 부재력

| 부재 | 거리 | 모멘트(Mcl, kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 0.00 | 85.04 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | 85.04 | 96.12 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | 96.12 | 159.30 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | 159.30 | 184.01 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | 184.01 | 206.27 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | 206.27 | 226.05 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | 226.05 | 243.33 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | 243.33 | 258.07 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | 258.07 | 270.28 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | 270.28 | 279.93 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | 279.93 | 287.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | 287.00 | 291.50 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | 291.50 | 293.41 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | 293.41 | 292.74 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | 292.74 | 289.47 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | 289.47 | 283.62 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -2.95 | 0.12 | -0.06 | 0.08 | 0.19 | 0.01 |
| 2 | -3.33 | 0.14 | -0.06 | 0.10 | 0.41 | 0.09 |
| 3 | -5.52 | 0.23 | -0.10 | 0.16 | 0.36 | 0.01 |
| 4 | -6.38 | 0.27 | -0.12 | 0.18 | 0.42 | 0.02 |
| 5 | -7.15 | 0.30 | -0.14 | 0.21 | 0.47 | 0.02 |
| 6 | -7.83 | 0.33 | -0.15 | 0.23 | 0.51 | 0.02 |
| 7 | -8.43 | 0.35 | -0.16 | 0.24 | 0.55 | 0.02 |
| 8 | -8.94 | 0.37 | -0.17 | 0.26 | 0.59 | 0.02 |
| 9 | -9.37 | 0.39 | -0.18 | 0.27 | 0.61 | 0.02 |
| 10 | -9.70 | 0.41 | -0.18 | 0.28 | 0.64 | 0.02 |
| 11 | -9.94 | 0.42 | -0.19 | 0.29 | 0.65 | 0.02 |
| 12 | -10.10 | 0.42 | -0.19 | 0.29 | 0.66 | 0.03 |
| 13 | -10.17 | 0.42 | -0.19 | 0.29 | 0.67 | 0.03 |
| 14 | -10.14 | 0.42 | -0.19 | 0.29 | 0.67 | 0.03 |
| 15 | -10.03 | 0.42 | -0.19 | 0.29 | 0.66 | 0.03 |
| 16 | -9.83 | 0.41 | -0.19 | 0.28 | 0.65 | 0.02 |

10) 하부플랜지 콘크리트의 최종 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aca = 200200.0 $mm^2$ : ( 하부케이싱 콘크리트 단면적 )

εc = -0.00018
nsh3 = 19.3
Dvcs3 = 753.0 mm

Ps3 = (Es × εc / nsh3) × Aca : (건조수축에 의한 축하중)
= -383227.3 N
Ms3 = Ps3 × Dvcs3
= -288553023.3 N.mm = -288.55 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | -288.55 | -288.55 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.47 | -11.55 | 1.41 | 1.23 | -0.29 | -0.34 |
| 2 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 3 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 4 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 5 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 6 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 7 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 8 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 9 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 10 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 11 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 12 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 13 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 14 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 15 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 16 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |

11) 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축

Es = 205000.0 Mpa
Aslab = 638250.0 $mm^2$ : ( 바닥판 콘크리트 단면적 )
εc = -0.00018
nsh2 = 21.5
Dvcs2 = -494.2 mm

Ps2 = (Es × εc / nsh2) × Aslab : (건조수축에 의한 축하중)
= -1093500.8 N
Ms2 = Ps2 × Dvcs2
= 540413335.3 N.mm = 540.41 kN.m

| 부재 | 거리 | 모멘트(kN.m) | | 전단력(kN) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 좌측 | 우측 | 좌측 | 우측 |
| 1 | 0 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 500 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 3 | 1000 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 4 | 1500 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | 2000 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 2500 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 7 | 3000 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 8 | 3500 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 4000 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 4500 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 5000 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 5500 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 6000 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 6500 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 7000 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 7500 | 540.41 | 540.41 | 0.00 | 0.00 |

◆ 응력(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -21.18 | 0.95 | -1.42 | -1.32 | 1.19 | 1.22 |
| 2 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | -0.92 |
| 3 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 4 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 5 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 6 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 7 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 8 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 9 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 10 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 11 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 12 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 13 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 14 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 15 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |
| 16 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |

◆ 최종 크리프 및 건조수축에 의한 응력의 합계(Mpa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -23.83 | -6.18 | -0.60 | -0.45 | 1.09 | 0.89 |
| 2 | -24.06 | -9.95 | 0.83 | 2.29 | 1.28 | -0.99 |
| 3 | -26.12 | -12.99 | 0.81 | 3.05 | 1.31 | 0.68 |
| 4 | -26.85 | -16.23 | 0.83 | 3.79 | 1.45 | 0.64 |
| 5 | -27.48 | -19.71 | 0.86 | 4.57 | 1.59 | 0.59 |
| 6 | -28.01 | -23.43 | 0.91 | 5.39 | 1.73 | 0.54 |
| 7 | -28.45 | -27.39 | 0.98 | 6.24 | 1.88 | 0.48 |
| 8 | -28.79 | -31.60 | 1.06 | 7.12 | 2.02 | 0.42 |
| 9 | -29.26 | -30.25 | 0.97 | 6.92 | 2.01 | 0.44 |
| 10 | -29.64 | -29.15 | 0.90 | 6.75 | 2.01 | 0.46 |
| 11 | -29.92 | -28.29 | 0.84 | 6.61 | 2.00 | 0.47 |
| 12 | -30.10 | -27.68 | 0.80 | 6.51 | 1.99 | 0.48 |
| 13 | -30.18 | -27.31 | 0.78 | 6.45 | 1.99 | 0.49 |
| 14 | -30.16 | -27.20 | 0.78 | 6.42 | 1.98 | 0.49 |
| 15 | -30.05 | -27.32 | 0.80 | 6.43 | 1.98 | 0.49 |
| 16 | -29.83 | -27.70 | 0.83 | 6.48 | 1.98 | 0.48 |

12) 최종 응력합계

◆ 응력의 합계(MPa)

| 부재 | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -46.11 | 34.67 | 0.83 | 1.00 | -0.71 | 0.12 |
| 2 | -55.32 | 53.99 | 1.69 | 1.77 | -0.75 | -1.85 |
| 3 | -66.85 | 75.46 | 1.28 | 0.82 | -1.11 | -0.35 |
| 4 | -76.63 | 96.41 | 0.86 | -0.21 | -1.35 | -0.56 |
| 5 | -85.79 | 116.60 | 0.41 | -1.31 | -1.55 | -0.75 |
| 6 | -94.35 | 136.04 | -0.08 | -2.48 | -1.71 | -0.93 |
| 7 | -102.28 | 154.72 | -0.60 | -3.71 | -1.83 | -1.10 |
| 8 | -109.59 | 172.62 | -1.17 | -5.01 | -1.91 | -1.26 |
| 9 | -113.47 | 176.90 | -0.96 | -4.63 | -2.10 | -1.32 |
| 10 | -116.71 | 180.41 | -0.79 | -4.31 | -2.26 | -1.36 |
| 11 | -119.33 | 183.13 | -0.66 | -4.06 | -2.37 | -1.40 |
| 12 | -121.33 | 185.08 | -0.57 | -3.89 | -2.44 | -1.42 |
| 13 | -122.70 | 186.25 | -0.51 | -3.78 | -2.48 | -1.42 |
| 14 | -123.44 | 186.63 | -0.50 | -3.74 | -2.47 | -1.42 |
| 15 | -123.56 | 186.24 | -0.52 | -3.78 | -2.43 | -1.40 |
| 16 | -123.04 | 185.06 | -0.58 | -3.88 | -2.34 | -1.37 |
| 허용응력 | -215.00 | -215.00 | -18.00 | -18.00 | -12.00 | -12.00 |
| | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 3.35 | 2.10 | 2.10 |
| 만족 | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

[ 바닥판에서 응력은 콘크리트 허용응력으로 검토하되, 인장응력검토시엔
바닥판 단면을 무시하고 철근에 작용하는 인장응력으로 검토한다. - 12) 바닥판 철근허용응력 검토 참조]

◎ BENDING STRESS EVOLUTION TABLE

[SECTION 16]

| LOAD | STEEL | | CASING CON'C | | SLAB | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
| 1) 프리플렉션 하중 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2) 릴리즈 | 231.14 | -106.40 | -8.08 | -23.08 | 0.00 | 0.00 |
| 3) 강형과 하부플랜지 콘크리트의 자중 | -13.67 | 6.29 | 0.48 | 1.37 | 0.00 | 0.00 |
| 4) 하부플랜지 콘크리트의 초기 크리프 | 1.56 | -11.94 | 0.23 | 2.37 | 0.00 | 0.00 |
| 5) 하부플랜지 콘크리트의 초기 건조수축 | 0.10 | -0.74 | 0.09 | 0.07 | 0.00 | 0.00 |
| 6) 합성전 단면력에대한 검토 | -46.63 | 21.13 | 1.63 | 4.74 | 0.00 | 0.00 |
| 7) 합성후 단면력에대한 검토 | -22.13 | 42.44 | 5.03 | 7.98 | -4.32 | -1.85 |
| 8) 하부플랜지 콘크리트의 최종 크리프 | 0.71 | -17.51 | -0.33 | 4.35 | 0.45 | -0.25 |
| 9) 바닥판 콘크리트의 최종 크리프 | -9.83 | 0.41 | -0.19 | 0.28 | 0.65 | 0.02 |
| 10) 하부플랜지 콘크리트의 최종 건조수축 | 0.47 | -11.55 | 1.74 | 1.23 | 0.30 | -0.16 |
| 11) 바닥판 콘크리트의 최종 건조수축 | -21.18 | 0.95 | -0.39 | 0.62 | 0.59 | 0.87 |

◎ BENDING STRESS COMBINATION TABLE

[SECTION 16]

| SECTION | LOAD COMBINATION | STEEL | | CASING CON'C | | SLAB | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcu | fcl | fcu' | fcl' |
| PREFLEXION | 1 | -255.60 | 255.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| ALLOWABLE | | -319.50 | 284.00 | | | | |
| PREFLEX- | ∑(1~3) | -38.13 | 155.49 | -7.60 | -21.71 | 0.00 | 0.00 |
| GIRDER | ∑(1~6) | -69.43 | 157.64 | -6.12 | -15.90 | 0.00 | 0.00 |
| ALLOWABLE | | -319.50 | 284.00 | 3.18 | -24.30 | | |
| | ∑(1~2)+∑(6~7) | -91.56 | 200.08 | -1.09 | -7.92 | -4.32 | -1.85 |
| PREFLEX- | ∑(1~2)+∑(6~11) | -123.04 | 185.06 | -0.58 | -3.88 | -2.34 | -1.37 |
| ALLOWABLE | | -215.00 | 215.00 | 3.35 | -18.00 | 2.10 | -12.00 |

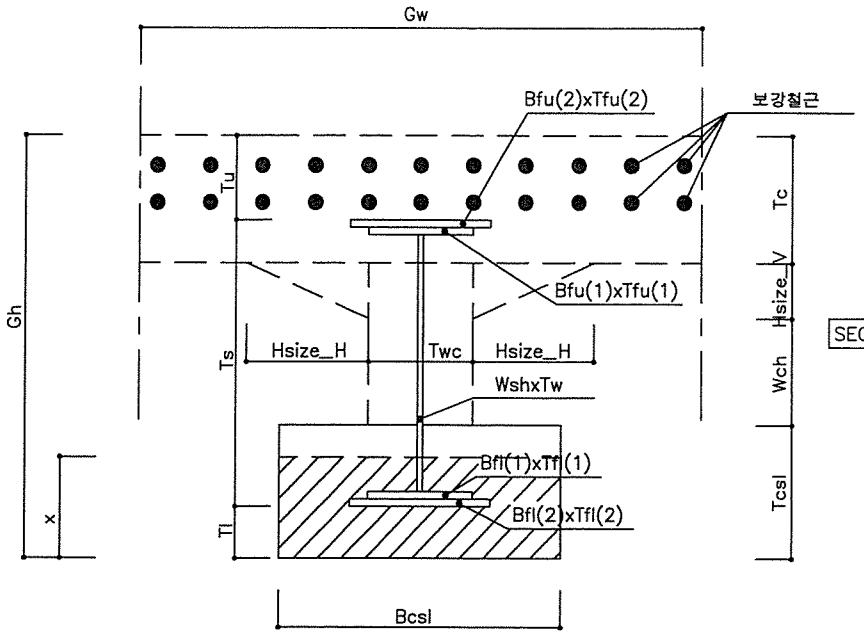
◎ 각 절점에서의 처짐 (mm)

| 절점 | STEP1 | STEP2 | STEP3 | STEP4 | STEP5 | STEP6 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -7.32 | 4.83 | -0.25 | 0.25 | 0.02 | -0.49 |
| 3 | -14.57 | 9.62 | -0.50 | 0.48 | 0.03 | -0.97 |
| 4 | -21.66 | 14.30 | -0.75 | 0.70 | 0.04 | -1.45 |
| 5 | -28.52 | 18.83 | -0.98 | 0.90 | 0.06 | -1.90 |
| 6 | -35.08 | 23.16 | -1.21 | 1.09 | 0.07 | -2.34 |
| 7 | -41.26 | 27.24 | -1.42 | 1.26 | 0.08 | -2.76 |
| 8 | -46.97 | 31.01 | -1.62 | 1.41 | 0.09 | -3.14 |
| 9 | -52.15 | 34.43 | -1.80 | 1.55 | 0.10 | -3.49 |
| 10 | -56.73 | 37.46 | -1.97 | 1.67 | 0.10 | -3.81 |
| 11 | -60.71 | 40.09 | -2.11 | 1.78 | 0.11 | -4.10 |
| 12 | -64.07 | 42.30 | -2.24 | 1.86 | 0.12 | -4.34 |
| 13 | -66.82 | 44.12 | -2.34 | 1.94 | 0.12 | -4.54 |
| 14 | -68.96 | 45.53 | -2.42 | 1.99 | 0.12 | -4.70 |
| 15 | -70.49 | 46.54 | -2.48 | 2.03 | 0.13 | -4.81 |
| 16 | -71.41 | 47.15 | -2.52 | 2.06 | 0.13 | -4.88 |
| 17 | -71.71 | 47.35 | -2.53 | 2.07 | 0.13 | -4.90 |

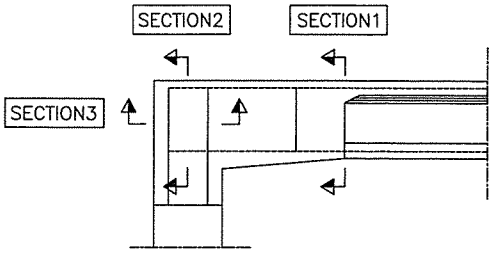
| 절점 | STEP7 | STEP8 | STEP9 | STEP10 | STEP11 | 캠버 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -0.08 | 0.34 | -0.19 | 0.22 | -0.41 | 3.08 |
| 3 | -0.17 | 0.65 | -0.37 | 0.43 | -0.79 | 6.16 |
| 4 | -0.25 | 0.95 | -0.53 | 0.63 | -1.15 | 9.17 |
| 5 | -0.33 | 1.22 | -0.69 | 0.81 | -1.48 | 12.08 |
| 6 | -0.40 | 1.47 | -0.83 | 0.97 | -1.79 | 14.89 |
| 7 | -0.47 | 1.70 | -0.95 | 1.12 | -2.06 | 17.52 |
| 8 | -0.54 | 1.91 | -1.07 | 1.26 | -2.32 | 19.98 |
| 9 | -0.60 | 2.09 | -1.18 | 1.38 | -2.54 | 22.21 |
| 10 | -0.66 | 2.25 | -1.27 | 1.49 | -2.74 | 24.21 |
| 11 | -0.70 | 2.40 | -1.35 | 1.58 | -2.91 | 25.92 |
| 12 | -0.75 | 2.52 | -1.41 | 1.66 | -3.06 | 27.41 |
| 13 | -0.78 | 2.61 | -1.47 | 1.73 | -3.18 | 28.61 |
| 14 | -0.81 | 2.69 | -1.51 | 1.78 | -3.27 | 29.56 |
| 15 | -0.83 | 2.74 | -1.54 | 1.81 | -3.33 | 30.23 |
| 16 | -0.84 | 2.78 | -1.56 | 1.83 | -3.37 | 30.63 |
| 17 | -0.84 | 2.79 | -1.57 | 1.84 | -3.39 | 30.76 |

※ 최종캠버 : ∑(STEP 1~12)

## 12 .4 SECTION1 균열단면 검토




- 우각부 단면 검토




- 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1300 mm ]

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 구체 | ┌ GW | : | 2000.00 | | ┌ TWC | : | 300.00 |
| | └ TCSU | : | 280.00 | | └ WCH | : | 570.00 |
| | ┌ HSIZE_V | : | 150.00 | | ┌ BCSL | : | 700.00 |
| | └ HSIZE_H | : | 300.00 | | └ TCSL | : | 300.00 |

- 강형 단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | ┌ BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | ┌ BFL(1) | : | 500.00 |
| | \| BFU(2) | : | 400.00 | | \| BFL(2) | : | 400.00 |
| | \| TFU(1) | : | 20.00 | | \| TFL(1) | : | 20.00 |
| | └ TFU(2) | : | 20.00 | | └ TFL(2) | : | 20.00 |
| 복부 | ┌ TW | : | 15.00 | 덮개 | ┌ TU | : | 140.00 |
| | └ WSH | : | 940.00 | | └ TL | : | 140.00 |

- 보강철근 ( Est = 200000.00 MPa )

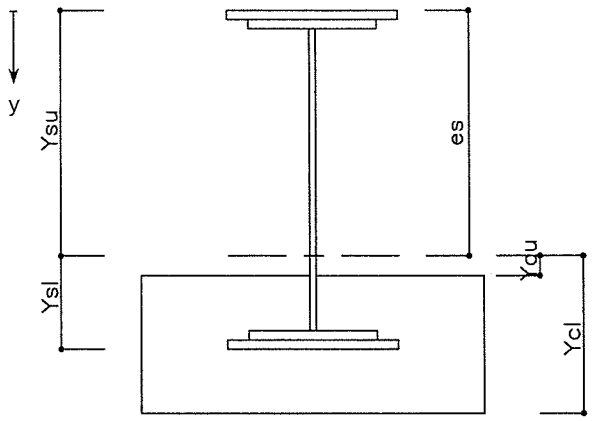
1단 보강철근
종류: H16 배치간격: 120 mm 덮개: 60 mm

2단 보강철근
종류: H16 배치간격: 120 mm 덮개: 240 mm

- 주요 재료물성치

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| fck | : | 구체 콘크리트의 설계기준강도 | 30 | MPa |
| fck1 | : | 하부케이싱 콘크리트의 설계기준강도 | 45 | MPa |
| nsl | : | 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비 | 7.2 | |
| nsl1 | : | 강재와 하부케이싱 콘크리트와의 탄성계수비 | 6.4 | |
| nrb | : | 강재와 보강철근과의 탄성계수비 | 1.0 | |
| nca | : | 보강철근과 구체 콘크리트와의 탄성계수비 | 7.0 | |
| nca1 | : | 보강철근과 하부케이싱 콘크리트와의 탄성계수비 | 6.3 | |

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)




| | b | h | A/n | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 플랜지Con'c | 700 | 300 | 32682 | 1010 | 33008661 | 2992621674 | 245113821 |
| U2.flg | 400 | 20 | 8000 | 10 | 80000 | 3890905183 | 266667 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 30 | 300000 | 4588672514 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 510 | 7191000 | 549416900 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 990 | 9900000 | 798642237 | 333333 |
| L2.flg | 400 | 20 | 8000 | 1010 | 8080000 | 732546619 | 266667 |
| 계 | | | 82782 | | 58559661 | 13552805127 | 1284543821 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{58559661.2}{82781.8} =$ 707.4 mm  Hs = 1020 mm (강형전체높이)

As : (환산 단면적) = 82781.8 $mm^2$

Ysu = -es = -707.4 mm

Ysl = Hs - es = 312.6 mm

Ycu = Hs + TL - TCSL1 - es = 152.6 mm

Ycl = Hs + TL - es = 452.6 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 14837348947.8 $mm^4$

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 120 mm = 16.67 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 120 mm = 16.67 EA

| 철근 | Arb/EA | EA | Arb | y | Arb×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U1.REBAR | 198.6 | 17 | 3310.0 | 1240 | 4104400 |
| U2.REBAR | 198.6 | 17 | 3310.0 | 1060 | 3508600 |
| 계 | | | 6620.0 | | 7613000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 7613000 / 6620 = 1150 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

| 상부플랜지 | b | h | Asf | y | Asf×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U2.FLG | 400 | 20 | 8000 | 1150 | 9200000 |
| U1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 |
| 계 | | | 18000 | | 20500000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 20500000 / 18000 = 1139 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

| 하부플랜지 | b | h | Asf' | y | Asf'×y |
|---|---|---|---|---|---|
| L1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 |
| L2.FLG | 400 | 20 | 8000 | 150 | 1200000 |
| 계 | | | 18000 | | 2900000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 2900000 / 18000 = 161 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 $mm^2$

구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 650 mm

- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw = 300$ mm : 압축부높이

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$

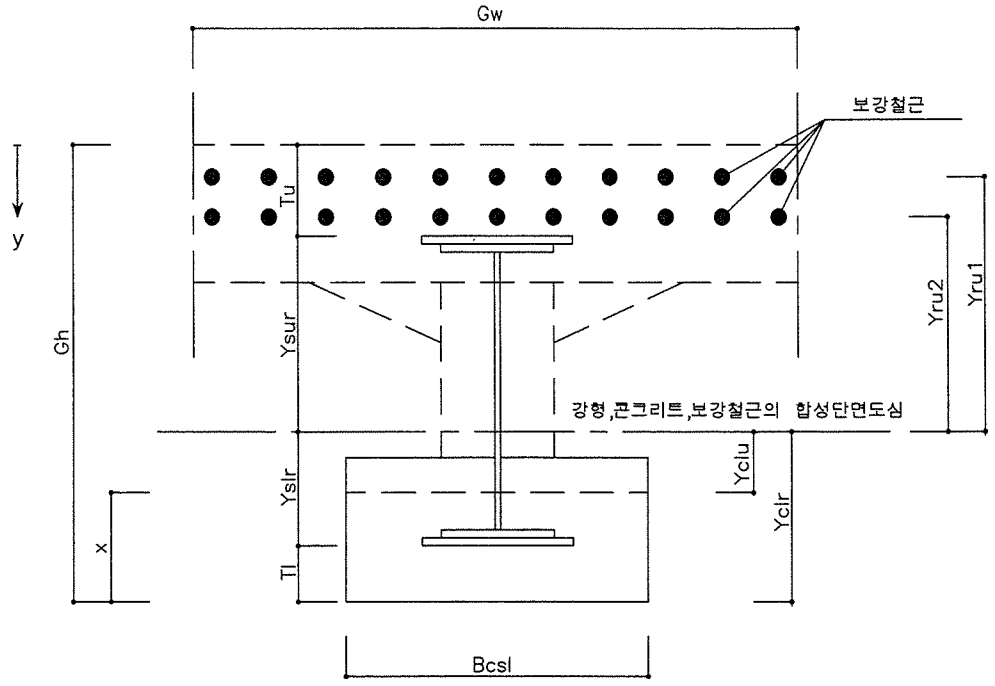
$= 406045.8$

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$

$= 286841610.5$

: 압축부 높이가 하부케이싱 높이를 초과하나, 복부는 고려하지 않으므로 하부케이싱 높이만 고려

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)




| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 400 | 20 | 8000 | 150 | 1200000 | 3238496718 | 266667 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 3797621518 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 261747325 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 1181651283 | 333333 |
| L2.flg | 400 | 20 | 8000 | 1150 | 9200000 | 1058521523 | 266667 |
| U1.REBAR | | | 3229 | 60 | 193756 | 1703234969 | 0 |
| U2.REBAR | | | 3229 | 240 | 775024 | 963572869 | 0 |
| 케이싱Con'c | 700 | 300 | 32682 | 1150 | 37584119 | 4324304244 | 245113821 |
| Web(공제) | 15 | 120 | -251 | 1060 | -265767 | -18789223 | -300869 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -164593425 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 400 | 20 | -1114 | 1150 | -1281477 | -147442553 | -37144 |
| 계 | | | 86482 | | 67996666 | 16198325248 | 1284159377 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{67,996,666}{86,482} = 786 \text{ mm}$$

Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −646 mm

Yslr = Hs + Ysur = 334 mm

Ycur = GH − x − es = 214 mm

Yclr = Ysur + x = 514 mm

Yru1 = = −726 mm

Yru2 = = −546 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2 = 17482484625 \text{ mm}^4$

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 400 | 20 | 8000 | 150 | 1200000 | 917840718 | 266667 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 1015813576 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 366766173 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 4112422131 | 333333 |
| L2.flg | 400 | 20 | 8000 | 1150 | 9200000 | 3498347848 | 266667 |
| U1.REBAR | 0 | 0 | 3229 | 60 | 193756 | 593537525 | 0 |
| U2.REBAR | 0 | 0 | 3229 | 240 | 775024 | 199765104 | 0 |
| 케이싱Con'c | 700 | 300 | 32682 | 1150 | 37584119 | 14291556781 | 245113821 |
| 복부 | 300 | 570 | 23819 | 565 | 13457603 | 138598949 | 644893094 |
| 헌치부 | 300 | 150 | 6268 | 330 | 2068472 | 157902750 | 7835120 |
| 슬래브 | 2000 | 280 | 78003 | 140 | 10920417 | 9485509557 | 509619449 |
| U1.FLG(공제) | 400 | 20 | -1114 | 150 | -167149 | -127846979 | -37144 |
| U2.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 170 | -236795 | -141493719 | -46430 |
| Web(공제) | 15 | 940 | -1964 | 650 | -1276602 | -51087238 | -144616126 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -572823515 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 400 | 20 | -1114 | 1150 | -1281477 | -487288476 | -37144 |
| 계 | | | 190352 | | 93028379 | 33397521184 | 2302108208 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{93,028,379}{190,352} =$ 489 mm  Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −349 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 631 mm

Ycur = −es = −489 mm

Yclr = GH + es = 811 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −429 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −249 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 35699629393 mm$^4$

3) 휨응력검토(부모멘트검토)

(1) 단면력 집계

| 구분 | 단위 | 적용치 |
|---|---|---|
| Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 | kN·m | 104.04 |
| Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트 | kN·m | -1973.82 |
| Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력 | kN | 218.20 |
| Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력 | kN | 883.18 |

(2) 단면특성치 집계

| 구분 | Iv | Ysu | Ysl | Ycu | Ycl | Yr1 | Yr2 | A | nsl | nrb |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 14837348948 | -707 | 313 | 153 | 453 | - | - | 82782 | 6.4 | - |
| ② | 17482484625 | -646 | 334 | 214 | 514 | -726 | -546 | 86482 | 7.2 | 1.0 |

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = -4.96 MPa

fsl = Msc·Ysl / Ivr = 2.19 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = 0.49 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 - 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 72.96 MPa

fsl = Msc·Yslr / Ivr = -37.68 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = -8.08 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 80.00 MPa

fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 60.17 MPa

(3) 응력의 검토

| LOAD CASE | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ① 합성전고정하중 | -4.96 | 2.19 | 0.49 | - | - |
| ② 합성후하중 | 72.96 | -37.68 | -8.08 | 80.00 | 60.17 |

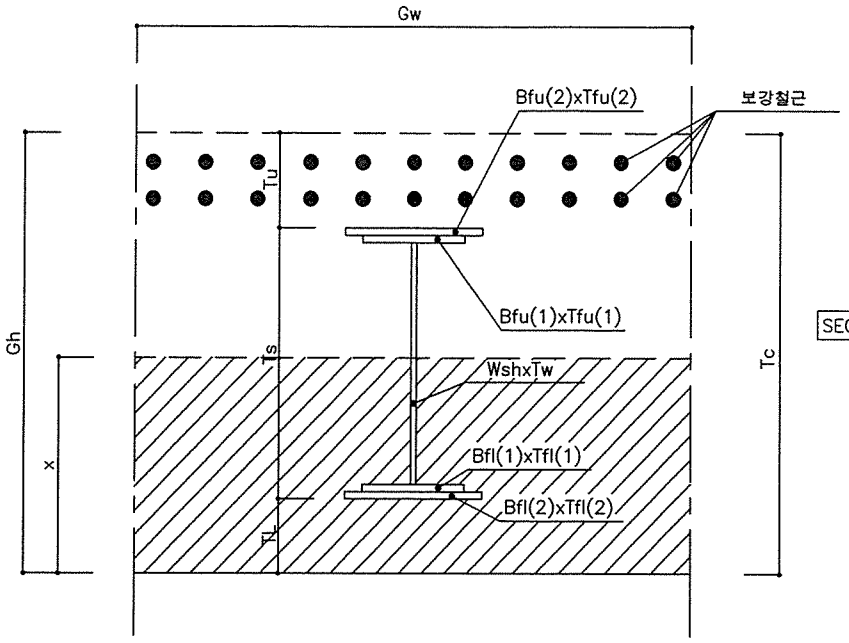
※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)

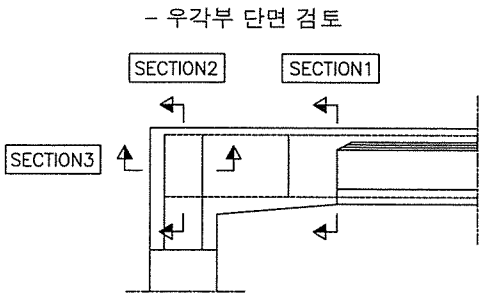
(-) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

| LOAD COMBINATIONS | | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ∑(①) | | -4.96 | 2.19 | 0.49 | - | - |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | 3.35 | - | - |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | -18.00 | - | - |
| ∑(①~②) | | 68.00 | -35.49 | -7.59 | 80.00 | 60.17 |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 160.00 | 160.00 |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | -18.00 | - | - |
| 검토 | | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

※ 압축:-, 인장:+

## 12 .5 SECTION2 균열단면 검토




- 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1500 mm ] : 헌치높이 = 200 mm

상부 구체 GW : 2000.00
TC : 1500.00

- 강형 단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | BFL(1) | : | 500.00 |
| | BFU(2) | : | 0.00 | | BFL(2) | : | 0.00 |
| | TFU(1) | : | 20.00 | | TFL(1) | : | 20.00 |
| | TFU(2) | : | 0.00 | | TFL(2) | : | 0.00 |
| 복부 | TW | : | 15.00 | 덮개 | TU | : | 160.00 |
| | WSH | : | 940.00 | | TL | : | 360.00 |
| | | | | | TS | : | 980.00 |

- 보강철근 ( Est = 200000.00 MPa )

1단 보강철근

종류: H32 배치간격: 125 mm 덮개: 80 mm

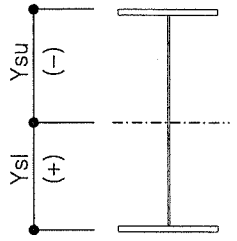
2단 보강철근

종류: H32 배치간격: 125 mm 덮개: 180 mm

- 주요 재료물성치

| | | | |
|---|---|---|---|
| fck | : 구체 콘크리트의 설계기준강도 | 30 | MPa |
| nsl | : 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비 | 7.2 | |
| nrb | : 강재와 보강철근과의 탄성계수비 | 1.0 | |
| nca | : 보강철근과 구체콘크리트와의 탄성계수비 | 7.0 | |

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)




| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | -490 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | -480 | -4800000 | 2304000000 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 0 | 0 | 0 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 480 | 4800000 | 2304000000 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 490 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 34100 | | 0 | 4608000000 | 1038896667 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{34100.0} =$ 0.0 mm  Hs = 980 mm (강형전체높이)

As : (강형의 단면적) = 34100.0 $mm^2$

Ysu = -Hs/2 - es = -490.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 490.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 5646896666.7 $mm^4$

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 125 mm = 16 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 125 mm = 16 EA

| 철근 | Arb/EA | EA | Arb | y | Arb×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U1.REBAR | 794.2 | 16 | 12707.2 | 1420 | 18044224 |
| U2.REBAR | 794.2 | 16 | 12707.2 | 1320 | 16773504 |
| 계 | | | 25414.4 | | 34817728 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 34817728 / 25414 = 1370 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

| 상부플랜지 | b | h | Asf | y | Asf×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U2.FLG | 0 | 0 | 0 | 1340 | 0 |
| U1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 1330 | 13300000 |
| 계 | | | 10000 | | 13300000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 13300000 / 10000 = 1330 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

| 하부플랜지 | b | h | Asf' | y | Asf'×y |
|---|---|---|---|---|---|
| L1.FLG | 500 | 20 | 10000 | 370 | 3700000 |
| L2.FLG | 0 | 0 | 0 | 360 | 0 |
| 계 | | | 10000 | | 3700000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 3700000 / 10000 = 370 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 $mm^2$
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 850 mm

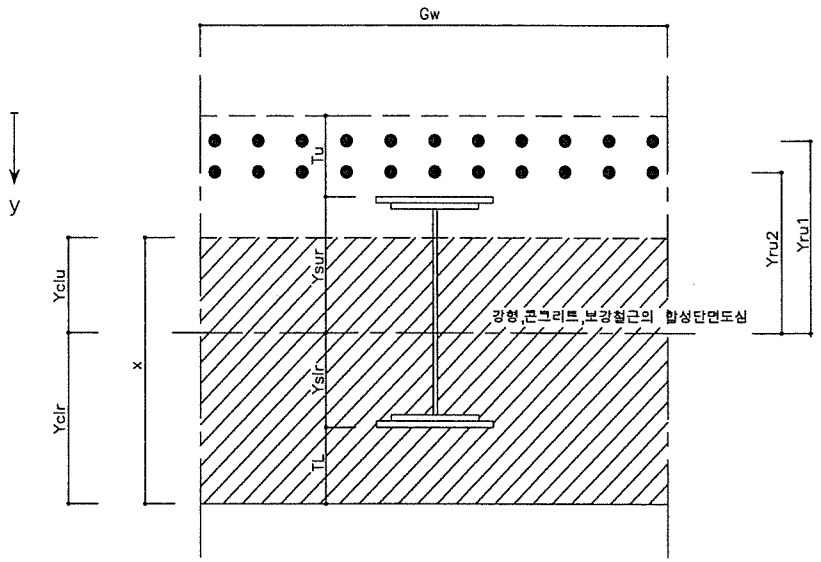
- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw$ = 496 mm : 압축부높이

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
= 422816.4

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
= 455954779.4

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)




| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 6976828200 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 1779697562 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 155565505 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | | | 12397 | 80 | 991781 | 10613700054 | 0 |
| U2.REBAR | | | 12397 | 180 | 2231508 | 8443498487 | 0 |
| Con'c | 2000 | 496 | 138220 | 1252 | 173041076 | 8408636116 | 2835493594 |
| Web(공제) | 15 | 116 | -243 | 1422 | -345092 | -42130493 | -272877 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -21668879 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 195479 | | 196510285 | 36314126551 | 3874070953 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{196,510,285}{195,479} = 1,005 \text{ mm}$$

Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −845 mm

Yslr = Hs + Ysur = 135 mm

Ycur = TC − x − es = −1 mm

Yclr = Ycur + x = 495 mm

Yru1 = = −925 mm

Yru2 = = −825 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 40188197505 mm$^4$

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 2929127136 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 52835060 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 1753816211 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | 0 | 0 | 12397 | 80 | 991781 | 4939459146 | 0 |
| U2.REBAR | 0 | 0 | 12397 | 180 | 2231508 | 3498365693 | 0 |
| Con'c | 2000 | 1500 | 417873 | 750 | 313404818 | 628625383 | 78351204469 |
| U1.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U2.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 170 | -236795 | -408001136 | -46430 |
| Web(공제) | 15 | 940 | -1964 | 650 | -1276602 | -7359450 | -144616126 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -244290867 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 472018 | | 335705722 | 13142577175 | 79245392149 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{335,705,722}{472,018} = 711 \text{ mm}$$ Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −551 mm
Yslr = Hs + Ysu1 = 429 mm

Ycur = −es = −711 mm
Yclr = TC + es = 789 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −631 mm
Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −531 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 92387969324 mm$^4$

(4) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면_헌치비고려)

- 연결부가 우각부 내에 존재할때 연결부 이음검토용 단면특성

| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 20 | 10000 | 170 | 1700000 | 2304000000 | 333333 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 650 | 9165000 | 0 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 20 | 10000 | 1130 | 11300000 | 2304000000 | 333333 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | 0 | 0 | 0 | 80 | 0 | 0 | 0 |
| U2.REBAR | 0 | 0 | 0 | 180 | 0 | 0 | 0 |
| Con'c | 2000 | 1300 | 362157 | 650 | 235401841 | 0 | 51003732213 |
| U1.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 160 | 0 | 0 | 0 |
| U2.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 170 | -236795 | -320926534 | -46430 |
| Web(공제) | 15 | 940 | -1964 | 650 | -1276602 | 0 | -144616126 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 20 | -1393 | 1130 | -1573989 | -320926534 | -46430 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1140 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 391507 | | 254479455 | 3966146933 | 51897919893 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{254,479,455}{391,507} = 650 \text{ mm}$$ Hs = 980 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −490 mm
Yslr = Hs + Ysu1 = 490 mm

Ycur = −es = −650 mm
Yclr = TC + es = 650 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −570 mm
Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −470 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 55864066826 $mm^4$

### 3) 휨응력검토

#### (1) 단면력 집계

| 구분 | | 단위 | 적용치 |
|---|---|---|---|
| Msf | : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 | kN·m | −455.16 |
| Msc | : 합성후 사용하중에 의한 모멘트 | kN·m | −3750.24 |
| Vsf | : 합성전 고정하중에 의한 전단력 | kN | 301.06 |
| Vsc | : 합성후 사용하중에 의한 전단력 | kN | 1183.06 |

#### (2) 단면특성치 집계

| 구분 | Iv | Ysu | Ysl | Ycu | Ycl | Yr1 | Yr2 | A | nsl | nrb |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 5646896667 | −490 | 490 | − | − | − | − | 34100 | − | − |
| ② | 40188197505 | −845 | 135 | −1 | 495 | −925 | −825 | 195479 | 7.2 | 1.0 |

① 합성전 (구체콘크리트)
fsu = Msc·Ysu / Ivr = 39.50 MPa
fsl = Msc·Ysl / Ivr = −39.50 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 − 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)
fsu = Msc·Ysur / Ivr = 78.88 MPa
fsl = Msc·Yslr / Ivr = −12.57 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = −6.43 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 84.24 MPa
fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 75.13 MPa

(3) 응력의 검토

| LOAD CASE | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ① 합성전고정하중 | 39.50 | -39.50 | - | - | - |
| ② 합성후하중 | 78.88 | -12.57 | -6.43 | 84.24 | 75.13 |

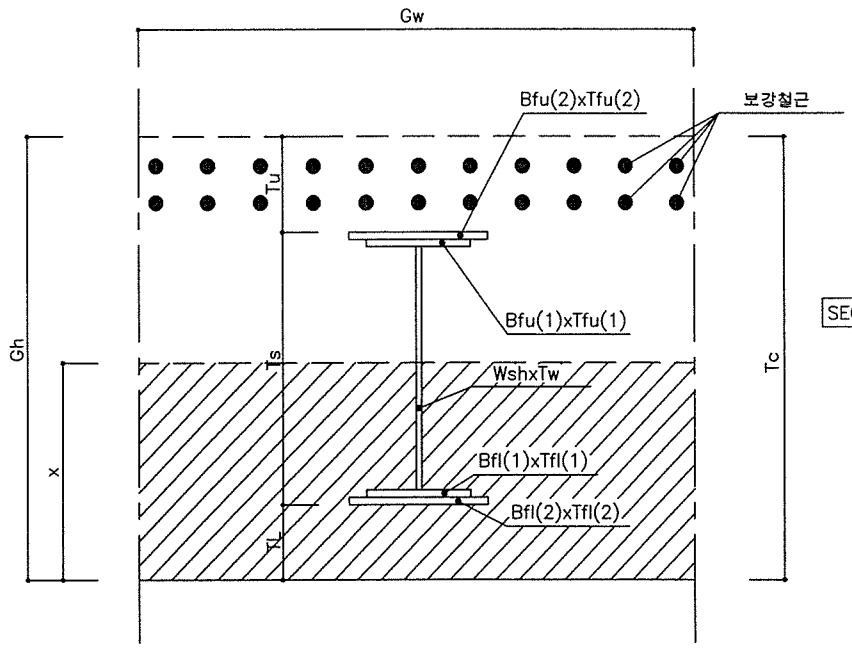
※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)

(-) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

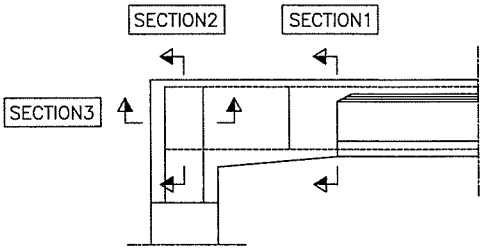
| LOAD COMBINATIONS | | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ∑(①) | | 39.50 | -39.50 | - | - | - |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | - | - | - |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | - | - | - |
| ∑(①~②) | | 118.37 | -52.07 | -6.43 | 84.24 | 75.13 |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 160.00 | 160.00 |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | -18.00 | - | - |
| 검토 | | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

※ 압축:-, 인장:+

## 12 .6 SECTION3 균열단면 검토




- 우각부 단면 검토




- 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1600 mm ]

상부 구체 GW : 2000.00
TC : 1600.00

- 강형 단면

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | BFL(1) | : | 500.00 |
| | BFU(2) | : | 0.00 | | BFL(2) | : | 0.00 |
| | TFU(1) | : | 30.00 | | TFL(1) | : | 30.00 |
| | TFU(2) | : | 0.00 | | TFL(2) | : | 0.00 |
| 복부 | TW | : | 15.00 | 덮개 | TU | : | 300.00 |
| | WSH | : | 940.00 | | TL | : | 300.00 |
| | | | | | TS | : | 1000.00 |

- 보강철근 ( Est = 200000.00 MPa )

1단 보강철근

종류: H32 배치간격: 125 mm 덮개: 100 mm

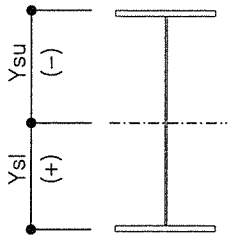
2단 보강철근

종류: H32 배치간격: 125 mm 덮개: 200 mm

- 주요 재료물성치

| | | | |
|---|---|---|---|
| fck | : 구체 콘크리트의 설계기준강도 | 30 | MPa |
| nsl | : 강재와 구체 콘크리트와의 탄성계수비 | 7.2 | |
| nrb | : 강재와 보강철근과의 탄성계수비 | 1.0 | |
| nca | : 보강철근과 구체콘크리트와의 탄성계수비 | 7.0 | |

1) 강형의 단면특성 (1차단면특성)




| | b | h | A | y | A×y | A×y² | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | -500 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 30 | 15000 | -485 | -7275000 | 3528375000 | 1125000 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 0 | 0 | 0 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 30 | 15000 | 485 | 7275000 | 3528375000 | 1125000 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 500 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 44100 | | 0 | 7056750000 | 1040480000 |

$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{0.0}{44100.0} =$ 0.0 mm  Hs = 1000 mm (강형전체높이)

As : (강형의 단면적) = 44100.0 $mm^2$

Ysu = -Hs/2 - es = -500.0 mm

Ysl = Hs/2 - es = 500.0 mm

Is = $\sum Io + \sum A \times y^2 - \sum A \times es^2$ = 8097230000.0 $mm^4$

2) 균열환산단면2차모멘트 (합성후 하중에 의한 단면력발생시)

(1) 중립축 위치 결정

- 상부 보강철근 특성치

상부 1단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 125 mm = 16 EA

상부 2단 보강철근 개수 : 2,000 mm / 125 mm = 16 EA

| 철근 | Arb/EA | EA | Arb | y | Arb×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U1.REBAR | 794.2 | 16 | 12707.2 | 1500 | 19060800 |
| U2.REBAR | 794.2 | 16 | 12707.2 | 1400 | 17790080 |
| 계 | | | 25414.4 | | 36850880 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부 보강철근 중심까지 거리

: drb = 36850880 / 25414 = 1450 mm

- 강형 특성치(상부 플랜지)

| 상부플랜지 | b | h | Asf | y | Asf×y |
|---|---|---|---|---|---|
| U2.FLG | 0 | 0 | 0 | 1300 | 0 |
| U1.FLG | 500 | 30 | 15000 | 1285 | 19275000 |
| 계 | | | 15000 | | 19275000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 상부플랜지 중심까지 거리

: dsf = 19275000 / 15000 = 1285 mm

- 강형 특성치(하부 플랜지)

| 하부플랜지 | b | h | Asf' | y | Asf'×y |
|---|---|---|---|---|---|
| L1.FLG | 500 | 30 | 15000 | 315 | 4725000 |
| L2.FLG | 0 | 0 | 0 | 300 | 0 |
| 계 | | | 15000 | | 4725000 |

* y : 구체콘크리트하연에서 단면중심까지 거리

구체콘크리트하연에서 하부플랜지 중심까지 거리

: dsf' = 4725000 / 15000 = 315 mm

- 강형 특성치(복부)

단면적 : Aw = 940 × 15 = 14100 $mm^2$
구체콘크리트하연에서 복부 중심까지 거리 : dw = 800 mm

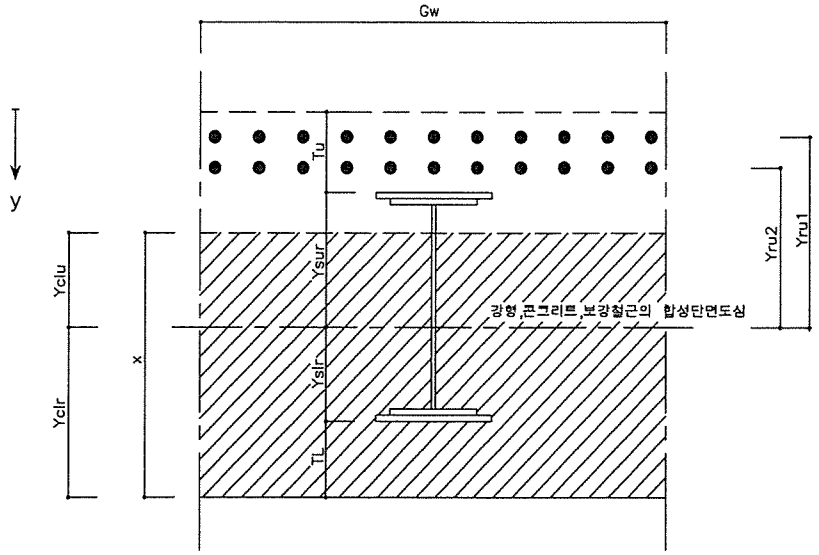
- 압축연단에서 중립축까지의 거리

$x = \{-\alpha+\sqrt{(\alpha^2+ 2\cdot Gw\cdot\beta)}\} / Gw = 512$ mm : 압축부높이

여기서, $\alpha = n\cdot Asf' + n\cdot Asf + n\cdot Aw + nrc\cdot Arb$
$= 494608.6$

$\beta = n\cdot Asf'\cdot dsf' + n\cdot Asf\cdot dsf + n\cdot Aw\cdot dw + nrc\cdot Arb\cdot drb$
$= 515867805.4$

(2) 압축부콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (균열단면)




| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 300 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 30 | 15000 | 315 | 4725000 | 8975136871 | 1125000 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 800 | 11280000 | 1173786186 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 30 | 15000 | 1285 | 19275000 | 579030546 | 1125000 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1300 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | | | 12397 | 100 | 1239727 | 12114407682 | 0 |
| U2.REBAR | | | 12397 | 200 | 2479454 | 9787375981 | 0 |
| Con'c | 2000 | 512 | 142723 | 1344 | 191796726 | 9303466106 | 3121711437 |
| Web(공제) | 15 | 182 | -381 | 1179 | -449056 | -3107148 | -1055182 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 30 | -2089 | 1285 | -2684835 | -80653761 | -156702 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1300 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 209147 | | 227662016 | 41849442462 | 4160979552 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{227,662,016}{209,147} = 1,089 \text{ mm}$$

Hs = 1,000 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −789 mm

Yslr = Hs + Ysur = 211 mm

Ycur = TC − x − es = −1 mm

Yclr = Ycur + x = 511 mm

Yru1 = = −989 mm

Yru2 = = −889 mm

$Ivr = \sum Io + \sum A \times (y-es)^2 = 46010422014 \text{ mm}^4$

(3) 전체콘크리트, 보강철근 및 강형의 합성 (비균열단면)

| | b | h | A/nsl(nrb) | y | A/n×y | A/n×(y-es)$^2$ | Io |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| U2.flg | 0 | 0 | 0 | 300 | 0 | 0 | 0 |
| U1.flg | 500 | 30 | 15000 | 315 | 4725000 | 3082279287 | 1125000 |
| Web | 15 | 940 | 14100 | 800 | 11280000 | 14164615 | 1038230000 |
| L1.flg | 500 | 30 | 15000 | 1285 | 19275000 | 4004608192 | 1125000 |
| L2.flg | 0 | 0 | 0 | 1300 | 0 | 0 | 0 |
| U1.REBAR | 0 | 0 | 12397 | 100 | 1239727 | 5537008931 | 0 |
| U2.REBAR | 0 | 0 | 12397 | 200 | 2479454 | 4003950712 | 0 |
| Con'c | 2000 | 1600 | 445731 | 800 | 356585037 | 447773914 | 95089343261 |
| U1.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 300 | 0 | 0 | 0 |
| U2.FLG(공제) | 500 | 30 | -2089 | 315 | -658150 | -429333857 | -156702 |
| Web(공제) | 15 | 940 | -1964 | 800 | -1571203 | -1973004 | -144616126 |
| L1.FLG(공제) | 500 | 30 | -2089 | 1285 | -2684835 | -557806000 | -156702 |
| L2.FLG(공제) | 0 | 0 | 0 | 1300 | 0 | 0 | 0 |
| 계 | | | 508483 | | 390670030 | 16100672788 | 95984893730 |

$$es = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = \frac{390,670,030}{508,483} = 768 \text{ mm}$$

Hs = 1,000 mm (강형전체높이)

Ysur = TU − es = −468 mm

Yslr = Hs + Ysu1 = 532 mm

Ycur = −es = −768 mm

Yclr = TC + es = 832 mm

Yru1 = Ycur + 1단철근덮개 = −668 mm

Yru2 = Ycur + 2단철근덮개 = −568 mm

Ivr = $\sum Io + \sum A \times (y-es)^2$ = 112085566518 mm$^4$

3) 휨응력검토

(1) 단면력 집계

| 구분 | 단위 | 적용치 |
|---|---|---|
| Msf : 합성전 고정하중에 의한 모멘트 | kN·m | -435.94 |
| Msc : 합성후 사용하중에 의한 모멘트 | kN·m | -3917.60 |
| Vsf : 합성전 고정하중에 의한 전단력 | kN | 79.76 |
| Vsc : 합성후 사용하중에 의한 전단력 | kN | 487.04 |

(2) 단면특성치 집계

| 구분 | Iv | Ysu | Ysl | Ycu | Ycl | Yr1 | Yr2 | A | nsl | nrb |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ① | 8097230000 | -500 | 500 | - | - | - | - | 44100 | - | - |
| ② | 46010422014 | -789 | 211 | -1 | 511 | -989 | -889 | 209147 | 7.2 | 1.0 |

① 합성전 (구체콘크리트)

fsu = Msc·Ysu / Ivr = 26.92 MPa

fsl = Msc·Ysl / Ivr = -26.92 MPa

② 합성후 (추가고정하중, 활하중, 기타 – 압축부콘크리트만 고려된 합성후단면으로 검토)

fsu = Msc·Ysur / Ivr = 67.14 MPa

fsl = Msc·Yslr / Ivr = -18.01 MPa

fcl = Msc·Yclr / Ivr / nsl = -6.07 MPa

fru1 = Msc·Yru1 / Ivr / nrb = 82.12 MPa

fru2 = Msc·Yru2 / Ivr / nrb = 73.81 MPa

(3) 응력의 검토

| LOAD CASE | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ① 합성전고정하중 | 26.92 | -26.92 | - | - | - |
| ② 합성후하중 | 67.14 | -18.01 | -6.07 | 82.12 | 73.81 |

※ (+) : 인장응력을 받는 하면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 정모멘트 작용시)

(-) : 인장응력을 받는 상면에서 콘크리트의 단면을 고려한 경우(허용인장응력 이내, 부모멘트 작용시)

| LOAD COMBINATIONS | | Steel | | 콘크리트 | 상단철근 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcl | fru1 | fru2 |
| ∑(①) | | 26.92 | -26.92 | - | - | - |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | - | - | - |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | - | - | - |
| ∑(①~②) | | 94.06 | -44.93 | -6.07 | 82.12 | 73.81 |
| Allowable | Ten. | 215.00 | 215.00 | 3.35 | 160.00 | 160.00 |
| | Com. | -215.00 | -215.00 | -18.00 | - | - |
| 검토 | | O.K | O.K | O.K | O.K | O.K |

※ 압축:-, 인장:+

## 12 . 7 기타검토

* 부재력 및 단면특성의 조합

- 응력 <단위 : MPa>

| STEP | 조건 | 강형 상면응력 | 강형 하면응력 | 하부케이싱 상면응력 | 하부케이싱 하면응력 | 하중 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | fsu | fsl | fcu | fcl | | |
| 1 | 프리플렉션 하중 | -255.60 | 255.60 | - | - | P.F 하중 | 접합면 용접설계 |

- 전단력 <단위 : kN>

| STEP | 조건 | 각 SECTION 별 전단력 | | | | 하중 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | SECTION 1 | SECTION 8 | SECTION 25 | SECTION 32 | | |
| 1 | 프리플렉션 하중 | 1208.77 | 0.00 | 0.00 | 1208.77 | P.F 하중 | 접합면 용접설계, 전단응력 검토 |
| 6 | 합성전 | 218.18 | 109.10 | 109.10 | 218.18 | 거더자중 및 바닥판 | |
| 7 | 합성후 | 883.16 | 571.38 | 571.38 | 883.16 | 추가고정 +활하중 | |
| - | 활하중 | 519.56 | 308.45 | 308.45 | 519.56 | DB+DL+ 보도활하중 | |

### 14.7.1 전단연결재

#### 1) 정모멘트부

##### (1) 하부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 릴리즈에 의한 전단응력

○ 하부케이싱 콘크리트 평균응력

$fcm = | fcu + fcl | / 2$

▶ fcu : 하부케이싱 콘크리트 상연응력 (MPa)
fcl : 하부케이싱 콘크리트 하연응력 (MPa)

○ 수평전단력

$V = fcm \times Acn$

▶ Acn : 하부케이싱 콘크리트 순단면적 ($mm^2$)

○ 전단흐름

fm = V / (전단흐름 발생길이)

▶ 전단흐름 발생길이 : 계산지간 / 4 = 4.00 m

○ 강재와 하부케이싱 콘크리트 사이의 전단응력

$\tau = fm / Ls$

▶ Ls : 하부플랜지 주변길이 (mm)

| NO. | 단면 TYPE | fcu (MPa) | fcl (MPa) | fcm (MPa) | Acn ($mm^2$) | V (kN) | fm (kN/m) | Ls (mm) | τ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | -1.01 | -2.88 | 1.95 | 200200 | 389.80 | 97.45 | 1080.00 | 0.09 |
| 2 | 1 | -2.02 | -5.77 | 3.89 | 200200 | 779.60 | 194.90 | 1080.00 | 0.18 |
| 3 | 2 | -3.03 | -8.65 | 5.84 | 200200 | 1169.40 | 292.35 | 1080.00 | 0.27 |
| 4 | 2 | -4.04 | -11.54 | 7.79 | 200200 | 1559.20 | 389.80 | 1080.00 | 0.36 |
| 5 | 2 | -5.05 | -14.42 | 9.74 | 200200 | 1949.00 | 487.25 | 1080.00 | 0.45 |
| 6 | 3 | -6.06 | -17.31 | 11.68 | 200200 | 2338.81 | 584.70 | 1080.00 | 0.54 |
| 7 | 3 | -7.07 | -20.19 | 13.63 | 200200 | 2728.61 | 682.15 | 1080.00 | 0.63 |
| 8 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 9 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 10 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 11 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 12 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 13 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 14 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 15 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |
| 16 | 3 | -8.08 | -23.08 | 15.58 | 200200 | 3118.41 | 779.60 | 1080.00 | 0.72 |

② 전단연결재의 배치

[철도교설계기준(노반편), P9-115]

○ 사용스터트 종류

| 구 분 | TYPE1 | TYPE2 | TYPE3 | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| Stud 직경 (d) | 22 | 22 | 22 | mm |
| Stud 길이 (H) | 60 | 60 | 60 | mm |

○ 콘크리트와 하부플랜지 사이의 부착응력

$\tau oa = 0.13 \times \sqrt{(fci')}$

▸ 콘크리트 초기강도 : fci' = 40.5 MPa

부착응력 : τoa = 0.83 MPa

☞ τoa ≥ τ 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계

τoa < τ 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계

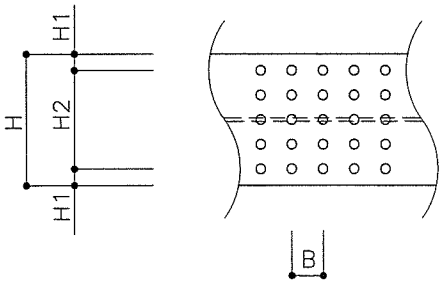
○ 소요개수 및 배치간격

Req'N = fm / Qa

▸ Qa : 전단연결재 1개의 내력

$Qa = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(fci')}$ ( H/d ≥ 5.5 )

$Qa = 1.74 \times d \times H \times \sqrt{(fci')}$ ( H/d < 5.5 )




| 구 분 | TYPE1 | TYPE2 | TYPE3 | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| H / d | 2.73 | 2.73 | 2.73 | |
| Qa | 14532.74 | 14532.74 | 14532.74 | N/EA |

▸ B : 교축방향 배치간격 (cm)

| NO. | 단면 TYPE | τ : τoa | 소요개수 (EA/m) | 교축직각방향 배치간격 (mm) | | | 교축방향 배치간격 | 배치개수 (EA/m) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | H | H1 | H2 | | | |
| 1 | 1 | 1/3 | 2.24 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 2 | 1 | 1/3 | 4.47 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 3 | 2 | 1/3 | 6.71 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 4 | 2 | 1/3 | 8.94 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 5 | 2 | 1/3 | 11.18 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 6 | 2 | 1/3 | 13.41 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 7 | 2 | 1/3 | 15.65 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 8 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 9 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 10 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 11 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 12 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 13 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 14 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 15 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 16 | 2 | 1/3 | 17.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |

○ STUD 배치 및 간격 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

STUD의 최대간격

하부케이싱 콘크리트 두께의 3배 ( 3 × 300 = 900 mm ) 이고 60 mm 이하

☞ 200 mm 이하 사용 O.K

STUD의 최소간격

교축방향 : 5 × d = 110 mm or 100 mm ☞ 200 mm 사용 O.K

교축직각방향 : d + 30 = 52 mm ☞ 100 mm 사용 O.K

최소연단순간격 : 25 mm < 50 − 22 / 2 = 39 mm 사용 O.K

③ 전단연결재의 피로설계

○ 수평전단력 범위

$Sr = Vr \times Q / I$

▸ Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)

Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트($mm^2$)

I : 합성단면의 단면2차모멘트($mm^4$)

$Q = Ac / n \times dvc$

▸ Ac : 하부케이싱 콘크리트 단면적 ($mm^2$)

n : 탄성계수비

dvc : 합성단면 도심에서 하부케이싱 콘크리트 도심까지 거리 (mm)

○ 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \times d^2$ = 39 × 22 ² = 18876.00 N

▸ Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (N)

β : 39 ( 하중 반복회수 : 2,000,000회 이상 )

○ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d0 = \sum Zr / Sr$

▸ d0 : 전단연결재의 간격 (mm)

∑ Zr : ∑ Zr = n × Zr (N)

n : 한 단면에 설치된 전단연결재의 총 개수

○ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

| NO. | I ($mm^4$) | Q ($mm^3$) | Vr (N) | Sr (N/mm) | n | ∑ Zr (N) | 소요간격 do (mm) | 배치간격 (mm) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 34978897837 | 20576302 | 519559.40 | 305.63 | 4 | 75504.00 | 247.04 | 200.00 | O.K |
| 2 | 34978897837 | 20576302 | 493595.60 | 290.36 | 4 | 75504.00 | 260.04 | 200.00 | O.K |
| 3 | 34978897837 | 20576302 | 467501.00 | 275.01 | 4 | 75504.00 | 274.55 | 200.00 | O.K |
| 4 | 34978897837 | 20576302 | 441253.80 | 259.57 | 4 | 75504.00 | 290.88 | 200.00 | O.K |
| 5 | 34978897837 | 20576302 | 414875.80 | 244.05 | 4 | 75504.00 | 309.38 | 200.00 | O.K |
| 6 | 34978897837 | 20576302 | 388410.60 | 228.48 | 4 | 75504.00 | 330.46 | 200.00 | O.K |
| 7 | 34978897837 | 20576302 | 361836.40 | 212.85 | 4 | 75504.00 | 354.73 | 200.00 | O.K |
| 8 | 34978897837 | 20576302 | 335175.00 | 197.17 | 4 | 75504.00 | 382.95 | 200.00 | O.K |
| 9 | 34978897837 | 20576302 | 308448.20 | 181.44 | 4 | 75504.00 | 416.13 | 200.00 | O.K |
| 10 | 34978897837 | 20576302 | 281677.80 | 165.70 | 4 | 75504.00 | 455.68 | 200.00 | O.K |
| 11 | 34978897837 | 20576302 | 254842.00 | 149.91 | 4 | 75504.00 | 503.66 | 200.00 | O.K |
| 12 | 34978897837 | 20576302 | 227962.60 | 134.10 | 4 | 75504.00 | 563.05 | 200.00 | O.K |
| 13 | 34978897837 | 20576302 | 201061.40 | 118.27 | 4 | 75504.00 | 638.38 | 200.00 | O.K |
| 14 | 34978897837 | 20576302 | 174160.20 | 102.45 | 4 | 75504.00 | 736.99 | 200.00 | O.K |
| 15 | 34978897837 | 20576302 | 147259.00 | 86.62 | 4 | 75504.00 | 871.62 | 200.00 | O.K |
| 16 | 34978897837 | 20576302 | 120357.80 | 70.80 | 4 | 75504.00 | 1066.44 | 200.00 | O.K |

④ 전단연결재의 극한강도검토

○ 전단연결재의 극한강도

$Vu = 0.4 \times d^2 \times \sqrt{(fck \times Ec)}$ = 0.4 × 22 $^2$ × √ ( 45 × 31928.43 )

= 232060.05 N > Asc × fu

( Asc × fu = π /4 × 22 $^2$ × 410 = 155854.41 N )

∴Vu = 155854.41 N

▸ Vu : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, Vu ≤ Asc × fu
d : 전단연결재 지름 (mm)
fck : 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)
Asc : 전단연결재의 단면적 ($mm^2$)
fu : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

○ 최대 정모멘트부의 하부케이싱 콘크리트에 작용하는 힘 (P) - P1, P2 중 작은 값을 취한다.

P1 = As × fy

▸ As : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적 ($mm^2$)
fy : 사용된 강재의 공칭항복응력 355.00 (MPa)

P2 = 0.85 × fck × b × ts

▸ b : 하부케이싱 콘크리트 폭 (mm)
ts : 하부케이싱 콘크리트 두께 300.00 (mm)

○ 전단연결재 필요개수

N1 = P / ( Φ × Vu)

▸ N1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 필요개수
P : P1, P2중 작은 값

○ 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

| NO. | b (mm) | As ($mm^2$) | P1 (N) | P2 (N) | P (N) | 필요개수 N1 | 설치개수 | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 2 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 3 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 4 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 5 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 6 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 7 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 8 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 9 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 10 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 11 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 12 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 13 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 14 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 15 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |
| 16 | 700 | 50100 | 17785500 | 8032500 | 8032500 | 40.72 | 320 | O.K |

(2) 상부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 합성후하중에 의한 수평전단력

$Sv = V \times Q / Iv$

▸ Sv : 수평전단력
V : 합성후하중에 의한 수직전단력 (활하중 포함)
Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ac / n \times dvc$

▸ dvc : 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지 거리

| NO. | 단면 TYPE | Ac/n ($mm^2$) | dvc (mm) | Q ($mm^3$) | Iv ($mm^4$) | $V_d+V_{l+i}$ (kN) | Sv (N/mm) | Ls (mm) | τ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 883.16 | 784.70 | 1080.00 | 0.73 |
| 2 | 1 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 844.58 | 750.42 | 1080.00 | 0.69 |
| 3 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 805.86 | 716.01 | 1080.00 | 0.66 |
| 4 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 767.02 | 681.51 | 1080.00 | 0.63 |
| 5 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 728.06 | 646.89 | 1080.00 | 0.60 |
| 6 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 689.02 | 612.20 | 1080.00 | 0.57 |
| 7 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 649.88 | 577.42 | 1080.00 | 0.53 |
| 8 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 610.66 | 542.58 | 1080.00 | 0.50 |
| 9 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 571.38 | 507.68 | 1080.00 | 0.47 |
| 10 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 532.04 | 472.72 | 1080.00 | 0.44 |
| 11 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 492.66 | 437.73 | 1080.00 | 0.41 |
| 12 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 453.24 | 402.71 | 1080.00 | 0.37 |
| 13 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 413.80 | 367.67 | 1080.00 | 0.34 |
| 14 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 374.36 | 332.62 | 1080.00 | 0.31 |
| 15 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 334.92 | 297.58 | 1080.00 | 0.28 |
| 16 | 2 | 88902.50 | 349.59 | 31079105 | 34978897837 | 295.48 | 262.54 | 1080.00 | 0.24 |

▸ $V_d$ : 합성후 고정하중에의한 수직전단력, $V_{l+i}$ : 충격을 포함한 활하중에 의한 수직전단력

② 전단연결재의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

○ 사용스터드 종류

| 구 분 | TYPE1 | TYPE2 | TYPE3 | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| Stud 직경 (d) | 22 | 22 | 22 | mm |
| Stud 길이 (H) | 60 | 60 | 60 | mm |

○ 콘크리트와 하부플랜지 사이의 부착응력

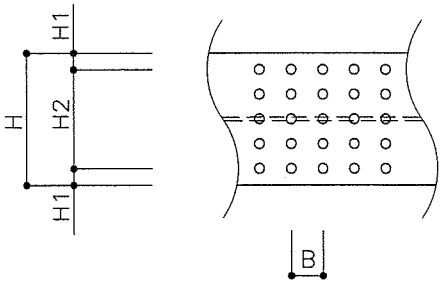
$\tau oa = 0.13 \times \sqrt{(fci')}$

▸ 콘크리트 초기강도 : fci' = 30.00 MPa
부착응력 : τoa = 0.71 MPa

☞ τoa ≥ τ 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계
τoa < τ 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계

○ 소요개수 및 배치간격

Req'N = fm / Qa




▸ Qa : 전단연결재 1개의 내력

$Qa = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(fci')}$ ( H/d ≥ 5.5 )

$Qa = 1.74 \times d \times H \times \sqrt{(fci')}$ ( H/d < 5.5 )

| 구 분 | TYPE1 | TYPE2 | TYPE3 | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| H / d | 2.73 | 2.73 | 2.73 | |
| Qa | 12580.09 | 12580.09 | 12580.09 | N/EA |

▸ B : 교축방향 배치간격 (mm)

| NO. | 단면 TYPE | τ : τoa | 소요개수 (EA/m) | 교축직각방향 배치간격 (mm) | | | 교축방향 배치간격 | 배치개수 (EA/m) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | H | H1 | H2 | | | |
| 1 | 1 | 1 | 62.38 | 400 | 44 | 6 @ 52 = 312 | 100 | 70.00 | O.K |
| 2 | 1 | 1/3 | 19.88 | 400 | 44 | 6 @ 52 = 312 | 100 | 70.00 | O.K |
| 3 | 2 | 1/3 | 18.97 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 4 | 2 | 1/3 | 18.06 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 5 | 2 | 1/3 | 17.14 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 6 | 2 | 1/3 | 16.22 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 7 | 2 | 1/3 | 15.30 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 8 | 2 | 1/3 | 14.38 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 9 | 2 | 1/3 | 13.45 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 10 | 2 | 1/3 | 12.53 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 11 | 2 | 1/3 | 11.60 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 12 | 2 | 1/3 | 10.67 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 13 | 2 | 1/3 | 9.74 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 14 | 2 | 1/3 | 8.81 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 15 | 2 | 1/3 | 7.88 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |
| 16 | 2 | 1/3 | 6.96 | 400 | 50 | 3 @ 100 = 300 | 200 | 20.00 | O.K |

○ STUD 배치 및 간격 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-115]

STUD의 최대간격

바닥판 콘크리트 두께의 3배 ( 3 × 150 = 450 mm ) 이고 600 mm 이하

☞ 200 mm 이하 사용 O.K

STUD의 최소간격

교축방향 : 5 × d = 110 mm or 100 mm ☞ 100 mm 사용 O.K

교축직각방향 : d + 30 = 52 mm ☞ 52 mm 사용 O.K

최소연단순간격 : 25 mm < 44 − 22 / 2 = 33 mm 사용 O.K

③ 전단연결재의 피로설계

○ 수평전단력 범위

$Sr = Vr \times Q / I$

▸ Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)
Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)
Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트($mm^3$)
I : 합성단면의 단면2차모멘트($mm^4$)

$Q = Ac / n \times dvc$

▸ Ac : 바닥판 콘크리트 단면적 ($mm^2$)
n : 탄성계수비
dvc : 합성단면 도심에서 바닥판 콘크리트 도심까지 거리 (mm)

○ 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \times d^2 =$ 39 × 22 $^2$ = 18876.00 kN

▸ Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (kN)
β : 39 ( 하중 반복회수 : 2,000,000회 이상 )

○ 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$d0 = \sum Zr / Sr$

▸ d0 : 전단연결재의 간격 (mm)
$\sum Zr$ : $\sum Zr = n \times Zr$ (kN)
n : 한 단면에 설치된 전단연결재의 총 개수

○ 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

| NO. | I ($mm^4$) | Q ($mm^3$) | Vr (N) | Sr (N/mm) | n | $\sum Zr$ (N) | 소요간격 do (mm) | 배치간격 (mm) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 34978897837 | 27268780 | 519559.40 | 405.04 | 7 | 132132.00 | 326.22 | 100.00 | O.K |
| 2 | 34978897837 | 27268780 | 493595.60 | 384.80 | 7 | 132132.00 | 343.38 | 100.00 | O.K |
| 3 | 34978897837 | 27268780 | 467501.00 | 364.45 | 4 | 75504.00 | 207.17 | 200.00 | O.K |
| 4 | 34978897837 | 27268780 | 441253.80 | 343.99 | 4 | 75504.00 | 219.49 | 200.00 | O.K |
| 5 | 34978897837 | 27268780 | 414875.80 | 323.43 | 4 | 75504.00 | 233.45 | 200.00 | O.K |
| 6 | 34978897837 | 27268780 | 388410.60 | 302.80 | 4 | 75504.00 | 249.36 | 200.00 | O.K |
| 7 | 34978897837 | 27268780 | 361836.40 | 282.08 | 4 | 75504.00 | 267.67 | 200.00 | O.K |
| 8 | 34978897837 | 27268780 | 335175.00 | 261.30 | 4 | 75504.00 | 288.96 | 200.00 | O.K |
| 9 | 34978897837 | 27268780 | 308448.20 | 240.46 | 4 | 75504.00 | 314.00 | 200.00 | O.K |
| 10 | 34978897837 | 27268780 | 281677.80 | 219.59 | 4 | 75504.00 | 343.84 | 200.00 | O.K |
| 11 | 34978897837 | 27268780 | 254842.00 | 198.67 | 4 | 75504.00 | 380.05 | 200.00 | O.K |
| 12 | 34978897837 | 27268780 | 227962.60 | 177.71 | 4 | 75504.00 | 424.86 | 200.00 | O.K |
| 13 | 34978897837 | 27268780 | 201061.40 | 156.74 | 4 | 75504.00 | 481.71 | 200.00 | O.K |
| 14 | 34978897837 | 27268780 | 174160.20 | 135.77 | 4 | 75504.00 | 556.11 | 200.00 | O.K |
| 15 | 34978897837 | 27268780 | 147259.00 | 114.80 | 4 | 75504.00 | 657.70 | 200.00 | O.K |
| 16 | 34978897837 | 27268780 | 120357.80 | 93.83 | 4 | 75504.00 | 804.70 | 200.00 | O.K |

## 2) SRC 부재에 설치되는 전단연결재(각형)

### (1) 하부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 수평전단력 (도로교설계기준 P147)

$Sv = V \times Q / Iv$

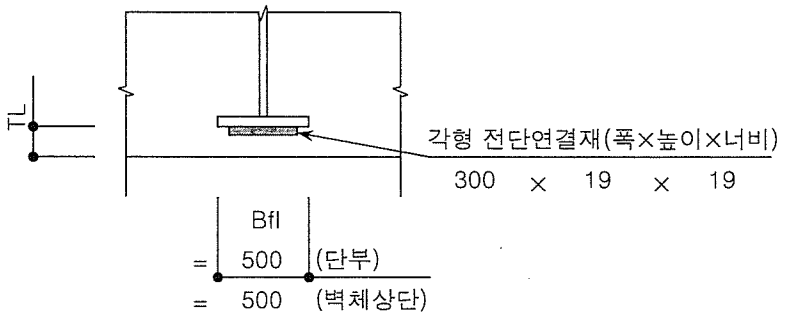
- Sv : 수평전단력
- V : 수직전단력(활하중 포함)
- Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
- Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ain / nsl \times dvc$

- dvc : 합성단면 도심에서 고려하는 콘크리트 도심까지 거리
- Ain : 고려하는 콘크리트 단면적

| 단면 TYPE | Ain/nsl (mm²) | dvc (mm) | Q (mm²) | Iv (mm⁴ ) | V (kN) | Sv (N/mm) | LI (mm) | v (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 단부 | 100290 | 609 | 61054858 | 92387969324 | 591.53 | 390.91 | 1040 | 0.38 |
| 벽체상단 | 83575 | 682 | 56972412 | 112085566518 | 487.04 | 247.56 | 1060 | 0.23 |

② 전단연결재 제원 및 배치




| $A_1$ (㎟) | A (㎟) | Ra | fba (MPa/EA) | Qa (N/EA) | Sv' (N/mm) | Req'N (EA/m) | 배치간격 (mm/EA) | 배치개수 (EA/m) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5,700 | 180,000 | 5.00 | 22.50 | 128250.00 | 130.30 | 1.02 | 300 | 3.33 | O.K |
| 5,700 | 150,000 | 5.00 | 22.50 | 128250.00 | 82.52 | 0.64 | 300 | 3.33 | O.K |

여기서,

- $A_1$ : 전단연결재의 앞면적 ( = 300 × 19 = 5,700 mm²)
- A : 전단연결재가 부담하는 콘크리트 면적(=TL·Bfl)
- Ra = $A / A_1 < 5$
- fba : 콘크리트의 허용지압응력(=(0.25 + 0.05·Ra)·fck)
- $fck_1$ : 설계기준강도 ( = 45.00 MPa)
- Qa : 전단연결재의 허용전단력(=fba·$A_1$ )
- Sv' : 부착응력을 고려한 수평전단력
  - a) voa ≥ v 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv/3)
  - b) voa < v 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv )

  여기서, voa(부착응력) = $0.13 \cdot \sqrt{(fck_1)}$ = 0.87 MPa
- Req'N : 전단연결재 소요개수(=Sv'/Qa·(1000))

③ 전단연결재의 간격검토

- 최대간격

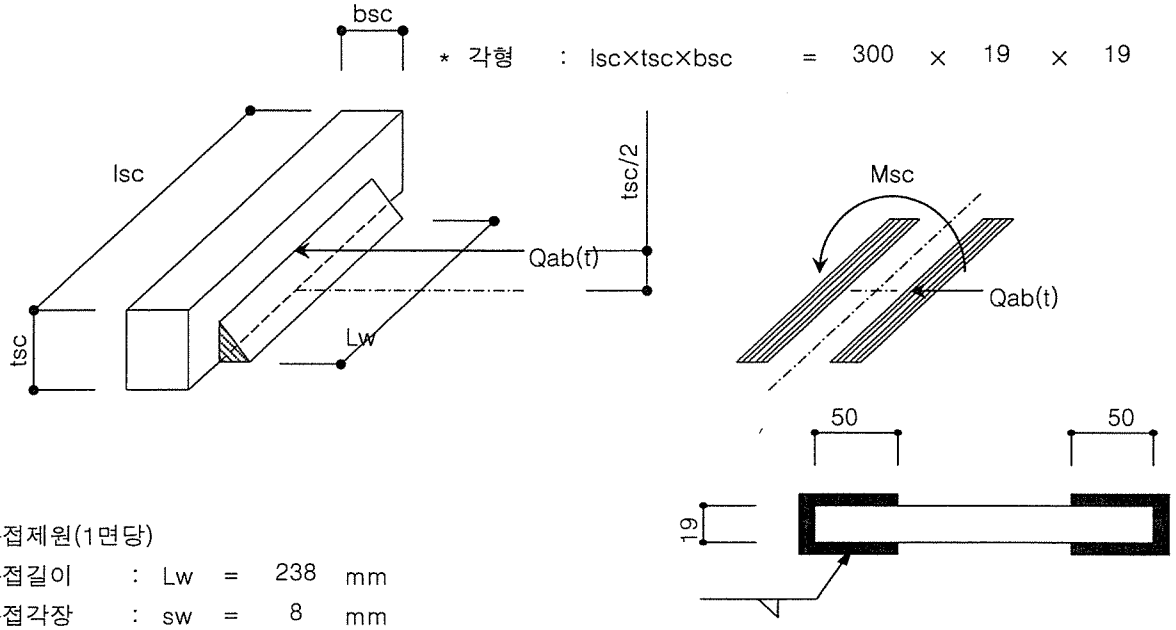
s_max = Min ( 3·Tc , 600 mm )

= Min ( 1080 mm, 600 mm ) = 600 mm ≥ 300 mm ☞ O.K!

- 최소간격

s_min = 3.5 × h = 3.5 × 19 = 66.5 mm ≤ 300 mm ☞ O.K!

④ 전단연결재의 용접




* 각형 : lsc×tsc×bsc = 300 × 19 × 19

- 용접제원(1면당)

용접길이 : Lw = 238 mm

용접각장 : sw = 8 mm

목두께 : aw = sw·cos(45°) = 8 × 0.707 = 5.7 mm

용접면적 : Aw = Lw·aw = 1357 mm²

- 용접부의 허용응력 ( SM 520 사용 )

허용휨응력 : fwa = 215 × 1.7 = 365.50 MPa

허용전단응력 : vwa = 125 × 1.7 = 212.50 MPa

※ 블록 또는 ㄷ형강과 반원형철근, 전단연결재와 주형의 플랜지와의 필렛용접부의 허용응력을 70% 증가

- 응력 검토

| 휨응력 검토 | | | | 전단응력 검토 | | | 조합응력 검토 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Msc (N·mm) | fw (MPa) | fwa (MPa) | 비 고 | vw (MPa) | vwa (MPa) | 비 고 | f (MPa) | 제한치 (MPa) | 비 고 |
| 1218375.00 | 43.96 | 365.50 | O.K! | 47.25 | 212.50 | O.K! | 0.06 | 1.20 | O.K! |
| 1218375.00 | 43.96 | 365.50 | O.K! | 47.25 | 212.50 | O.K! | 0.06 | 1.20 | O.K! |

여기서, Msc : 용접부에 작용하는 휨모멘트(=Qa·tsc/2)

Iw : 용접부의 단면2차모멘트

= 2·[Lw·aw³/ 12 + Aw·{(bsc + aw)/2}² = 421,292 mm⁴

Yw : 도심으로부터 연단까지 거리

= bsc/2 + aw = 15.2 mm

fw : 용접부에 발생하는 휨응력(=Msc·Yw / Iw)

vw : 용접부에 작용하는 전단응력(=Qa / (2·Aw))

f : 조합응력 검토

$$= \left(\frac{fw}{fwa}\right)^2 + \left(\frac{vw}{vwa}\right)^2 < 1.2$$

⑤ 전단연결재의 안전도 검사

$Qv = 3/5 \cdot fck_1 \cdot A_1$

$= 3/5 \times 45 \times 5,700 = 153900.00$ N $> Qa = 128250.00$ N ☞ O.K!

(2) 상부 플랜지에 설치되는 전단연결재

① 수평전단력 (도로교설계기준 P147)

$Sv = V \times Q / Iv$

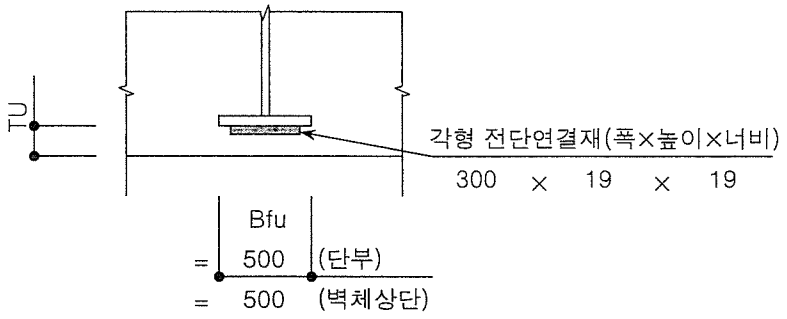
▸ Sv : 수평전단력
V : 수직전단력(활하중 포함)
Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트
Iv : 합성단면의 단면2차모멘트

$Q = Ain / nsl \times dvc$

▸ dvc : 합성단면 도심에서 고려하는 콘크리트 도심까지 거리
Ain : 고려하는 콘크리트 단면적

| 단면 TYPE | Ain/nsl (mm²) | dvc (mm) | Q (mm²) | Iv (mm⁴) | V (kN) | Sv (N/mm) | LI (mm) | v (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 단부 | 44573 | 631 | 28135188 | 92387969324 | 591.53 | 180.14 | 1040 | 0.17 |
| 벽체상단 | 83575 | 618 | 51674592 | 112085566518 | 487.04 | 224.54 | 1060 | 0.21 |

② 전단연결재 제원 및 배치




| $A_1$ (㎟) | A (㎟) | Ra | fba (MPa/EA) | Qa (N/EA) | Sv' (N/mm) | Req'N (EA/m) | 배치간격 (mm/EA) | 배치개수 (EA/m) | 비고 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5,700 | 80,000 | 5.00 | 22.50 | 128250.00 | 60.05 | 0.47 | 300 | 3.33 | O.K! |
| 5,700 | 150,000 | 5.00 | 22.50 | 128250.00 | 74.85 | 0.58 | 300 | 3.33 | O.K! |

여기서, $A_1$ : 전단연결재의 앞면적 ( = 300 × 19 = 5,700 mm²)

A : 전단연결재가 부담하는 콘크리트 면적(=TL·Bfu)

Ra = $A / A_1 < 5$

fba : 콘크리트의 허용지압응력(=(0.25 + 0.05·Ra)·fck)

$fck_1$ : 설계기준강도 ( = 45.00 MPa)

Qa : 전단연결재의 허용전단력(=fba·$A_1$ )

Sv' : 부착응력을 고려한 수평전단력

a) voa ≥ v 이면 작용전단력의 1/3이상 전단연결재가 부담하도록 설계⇒(Sv' = Sv/3)

b) voa < v 이면 전단력 모두 전단연결재가 부담하도록 설계 ⇒(Sv' = Sv )

여기서, voa(부착응력) = $0.13\cdot\sqrt{(fck_1)}$ = 0.87 MPa

Req'N : 전단연결재 소요개수(=Sv'/Qa·(1000))

③ 전단연결재의 간격검토

- 최대간격

s_max = Min ( 3·Tc , 600 mm )

= Min ( 480 mm, 600 mm ) = 480 mm ≥ 300 mm ☞ O.K!

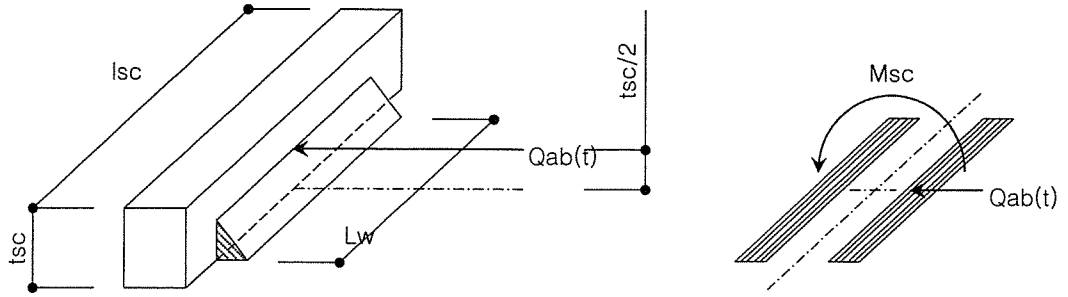
- 최소간격

s_min = 3.5 × h = 3.5 × 19 = 66.5 mm ≤ 300 mm ☞ O.K!

④ 전단연결재의 용접




* 각형 : lsc×tsc×bsc = 300 × 19 × 19




- 용접제원(1면당)

용접길이 : Lw = 250 mm

용접각장 : sw = 8 mm

목두께 : aw = sw·cos(45°) = 8 × 0.707 = 5.7 mm

용접면적 : Aw = Lw·aw = 1425 $mm^2$

- 용접부의 허용응력 ( SM 520 사용 )

허용휨응력 : fwa = 215 × 1.7 = 365.50 MPa

허용전단응력 : vwa = 125 × 1.7 = 212.50 MPa

※ 블록 또는 ㄷ형강과 반원형철근, 전단연결재와 주형의 플랜지와의 필렛용접부의 허용응력을 70% 증가

- 응력 검토

| 휨응력 검토 | | | | 전단응력 검토 | | | 조합응력 검토 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Msc (N·mm) | fw (MPa) | fwa (MPa) | 비 고 | vw (MPa) | vwa (MPa) | 비 고 | f – | 제한치 – | 비 고 |
| 1218375.00 | 41.86 | 365.50 | O.K! | 45.00 | 212.50 | O.K! | 0.06 | 1.20 | O.K! |
| 1218375.00 | 41.86 | 365.50 | O.K! | 45.00 | 212.50 | O.K! | 0.06 | 1.20 | O.K! |

여기서, Msc : 용접부에 작용하는 휨모멘트(=Qa·tsc/2)

Iw : 용접부의 단면2차모멘트

= $2\cdot[Lw\cdot aw^3/12 + Aw\cdot\{(bsc + aw)/2\}^2$ = 442,406 $mm^4$

Yw : 도심으로부터 연단까지 거리

= bsc/2 + aw = 15.2 mm

fw : 용접부에 발생하는 휨응력(=Msc·Yw / Iw)

vw : 용접부에 작용하는 전단응력(=Qa / (2·Aw))

f : 조합응력 검토

$$= \left(\frac{fw}{fwa}\right)^2 + \left(\frac{vw}{vwa}\right)^2 < 1.2$$

⑤ 전단연결재의 안전도 검사

$Qv = 3/5 \cdot fck_1 \cdot A_1$

$= 3/5 \times 45 \times 5{,}700 = 153900.00$ N > Qa = 128250.00 N ☞ O.K!

## 14.7.2 전단응력 검토

[철도교설계기준(노반편), P9-47]

Vmax = 1208.8 kN (교대부) (STEP 1)

$$\tau = V / Aw = \frac{1208.8 \times 1000}{940.0 \times 15.0} = 85.7 \text{ MPa} < \tau a = 120.00 \text{ MPa}$$ ☞ O.K

## 14.7.3 GIRDER 접합면 용접 계산 ( fy = 355.00 MPa )

* 프리플렉션 하중 재하시 ( STEP1 )에서 강재에 최대응력이 발생함.

최대응력 fsu = -255.60 MPa

fsl = 255.60 MPa

* UPPER FLANGE AREA : 400 × 20.0 = 8000.0 mm²

LOWER FLANGE AREA : 400 × 20.0 = 8000.0 mm²

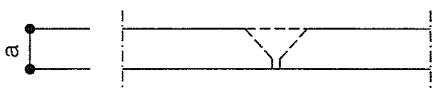
$P_U$ = 8000.0 × -255.6 = -2044800.0 N

$P_L$ = 8000.0 × 255.6 = 2044800.0 N

1) UPPER FLANGE

a = 20.0 mm ( 목두께 )

l = 400.0 mm



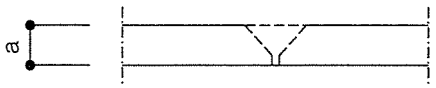

용접부에 작용하는 압축응력

$$f = \frac{P}{a \times l} = \frac{2044800.0}{20.0 \times 400.0} = 255.6 \text{ MPa} < fsa$$ ☞ O.K

( fsa = 0.9 fy = 319.5 MPa )

2) LOWER FLANGE

a = 20.0 mm ( 목두께 )
l = 400.0 mm



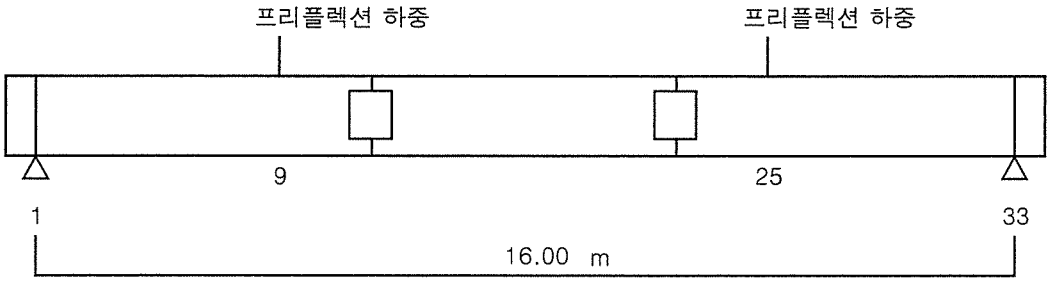

용접부에 작용하는 인장응력

$$f = \frac{P}{a \times l} = \frac{2044800.0}{20.0 \times 400.0} = 255.6 \text{ MPa} < fsa \text{ ☞ O.K}$$

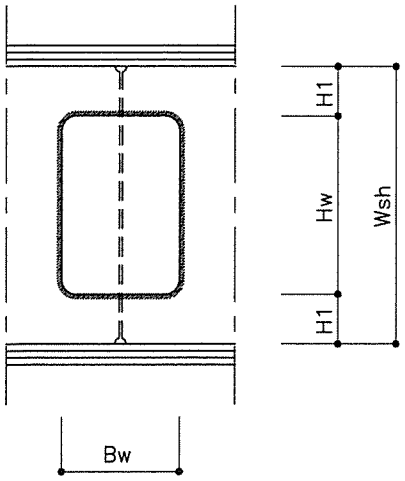
( fsa = 0.8 fy = 284.0 MPa )

3) WEB 접합

* WEB 접합강재의 위치 ( 프리플렉션하중에 의한 전단력발생구간과 BEAM의 중앙부를 피해서 배치한다)




* WEB 접합강재의 검토




| 접합강재 | | 배 치 | |
|---|---|---|---|
| Bw | 400 | H1 | 70 |
| t | 15 | H2 | 70 |
| Hw | 800 | WSH | 940 |

<단위 : mm>

* Shear Force :

① 프리플렉션 하중재하시
V = 0.00 kN

② 완성후 (최대하중에 의한 전단력)
$V_8$ = 988.9 kN
(SECTION 10 → 안전측으로 SECTION 8 )

$V_{25}$ = 988.9 kN
(SECTION 22 → 안전측으로 SECTION 25 )

③ 설계하중
MAX V = 988.9 kN

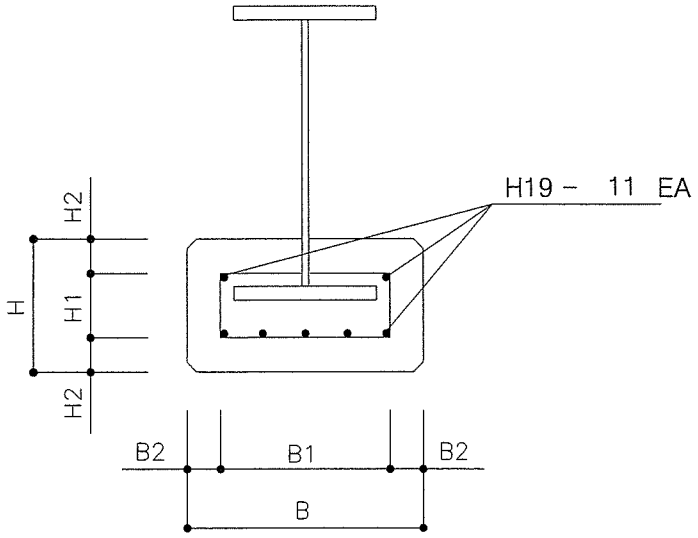
$$* \quad \tau = \frac{988.9 \times 1000}{7.0 \times 0.707 \times ( 400 + 800 ) \times 2EA}$$

= 83.3 MPa < τsa ☞ O.K

(τsa = = 120.0 MPa
☞ O.K

### 14.7.4 하부케이싱 콘크리트의 철근 계산

* 철근 SD - 40 사용 ( fy = 400 MPa )
* 최종단계 ( 활하중 재하시 )의 응력이 거의 압축이므로 시방서에서 규정한 최소 철근량만 배근한다.




fck= 45 MPa

<단위 : mm>

| | | | |
|---|---|---|---|
| H | 300.0 | B | 700.0 |
| H1 | 160.0 | B1 | 5 @ 112.0 = 560.0 |
| H2 | 70.0 | B2 | 70.0 |

* 사용철근 면적 : H 19 - 11 EA (As = 286.500 × 11 = 3151.5 mm² )

* 철근비 : $\rho = As / bd = \frac{3151.5}{700.0 \times 230.0} = 0.0196$

$$\rho min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho max = 0.75Pb = 0.75 \times 0.85\beta_1 \times \frac{fck}{fy} \times \frac{600}{600 + fy}$$

$$= 0.75 \times 0.85 \times 0.729 \times \frac{45}{400} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0.0314$$

$\rho min < \rho < \rho max$ ----> O.K

## 14.7.5 피로응력 검토

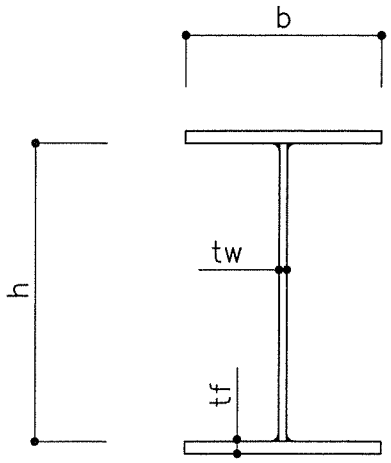
[철도교설계기준(노반편), P9-31~32]

* 하중의 반복 횟수 : 200 만회 이상

* 응력범주의 적용 : 붕괴유발부재

| 검 토 부 재 | 응 력 범 주 | 허용 피로 응력 |
|---|---|---|
| 상-하부 플랜지 이음부 | B | fsr = 112 MPa |
| 플랜지, 복부이음 및 플랜지 접판 이음부 | F | τsr = 42 MPa |

### 1) 플랜지,복부판의 필렛 이음부




$$* \quad \tau_{(l+i)} = \frac{V}{Iv} \times \left( \frac{h^2}{8} + \frac{b \times h}{2} \times \frac{t_f}{t_w} \right)$$

$$= \frac{476.66 \times 1000.00}{34978897836.8} \times \left( \frac{940.0^{\,2}}{8} + \frac{500.0 \times 940.0}{2} \times \frac{20.0}{15.0} \right)$$

= 5.77 MPa < τsr = 42 MPa ☞ O.K

V = 활하중에의한 최대전단력 × 유효폭

= 238.3 × 2.00

= 476.66 kN (활하중에 의한 최대 전단력)

(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| b | 500.0 | $t_f$ | 20.0 |
| h | 940.0 | $t_w$ | 15.0 |

### 2) 상-하부 플랜지 맞대기 이음부

활하중에 의해 발생되는 응력이 피로를 유발하며 이 응력의 범위가 피로 응력범위이내 이어야 한다.

$f_{(l+i)max}$ = 활하중에의한 최대모멘트 × 유효폭 × Ysl2 / Iv2

= 655.49 × 1.0E+06 × 2.00 × 670.4 / 34978897837

= 25.13 MPa < fsr= 112 MPa ☞ O.K

## 12 . 8 GIRDER 이음계산

◆ 단면특성

* 정모멘트 구간 단면치수(단위:mm)

① 콘크리트 단면 [ 형고(GH) = 1300.00 mm ]

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 슬래브 | ┌ GW | : | 2000.00 | 복부 | ┌ TWC | : | 300.00 |
| | └ TCSU | : | 280.00 | | └ WCH | : | 570.00 |
| 헌치 | ┌ HSIZE_V | : | 150.00 | 하부 케이싱 | ┌ BCSL | : | 700.00 |
| | └ HSIZE_H | : | 300.00 | | └ TCSL | : | 300.00 |

② 강형

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 상부 플랜지 | ┌ BFU(1) | : | 500.00 | 하부 플랜지 | ┌ BFL(1) | : | 500.00 |
| | \| BFU(2) | : | 0.00 | | \| BFL(2) | : | 0.00 |
| | \| TFU(1) | : | 20.00 | | \| TFL(1) | : | 20.00 |
| | └ TFU(2) | : | 0.00 | | └ TFL(2) | : | 0.00 |
| 복부 | ┌ TW | : | 15.00 | 덮개 | ┌ TU | : | 140.00 |
| | └ WSH | : | 940.0 | | └ TL | : | 140.00 |

◆ 이음부의 부재력및 단면특성의조합

| 부재 | 모멘트 (kN.m) | 전단력 (kN) | 단면2차모멘트 ($mm^4$) | ysu (mm) | ysl (mm) | 단면 | 하중 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 115.36 | 220.60 | 5646896667 | -490.00 | 490.00 | 강형 | 합성전 고정하중 |
| 8 | 2784.32 | 1028.44 | 55864066826 | -490.00 | 490.00 | 강형+구체콘크리트 | 합성후 사용하중 |
| 12 | 115.36 | 220.60 | 5646896667 | -490.00 | 490.00 | 강형 | 합성전 고정하중 |
| 12 | 2784.32 | 1028.44 | 55864066826 | -490.00 | 490.00 | 강형+구체콘크리트 | 합성후 사용하중 |
| max1 | 115.36 | 220.60 | 5646896667 | -490.00 | 490.00 | 강형 | 합성전 고정하중 |
| max2 | 2784.32 | 1028.44 | 55864066826 | -490.00 | 490.00 | 강형+구체콘크리트 | 합성후 사용하중 |

ysu : 중립축에서 강재 상단까지 거리 (mm)

ysl : 중립축에서 강재 하단까지 거리 (mm)

1) 플랜지에 작용하는 응력

◆ 합성전

$$fu = \frac{M}{I} y = \frac{(\ 115.36\ ) \times 1E6}{5646896666.67} \times -490.0 = -10.01 \quad MPa$$

$$f_L = \frac{M}{I} y = \frac{(\ 115.36\ ) \times 1E6}{5646896666.67} \times 490.0 = 10.01 \quad MPa$$

◆ 합성후

$$fu = \frac{M}{I} y = -10.01 + \frac{(\ 2784.32\ ) \times 1E6}{55864066825.64} \times -490.0 = -34.43 \quad MPa$$

$$f_L = \frac{M}{I} y = 10.01 + \frac{(\ 2784.32\ ) \times 1E6}{55864066825.64} \times 490.0 = 34.43 \quad MPa$$

2) 상부 플랜지 연결

◆ 사용 이음판의 허용응력 ( SM 520 ) : 상하부플랜지의 허용응력과 동일

허용인장응력 : fsa = 215 MPa
허용전단응력 : τa = 120 MPa

◆ 사용 볼트의 허용전단력

| 볼트등급 / 나사호칭 | F8T | F10T | 단위 |
|---|---|---|---|
| M20 | 31 | 39 | kN |
| M22 | 39 | 48 | kN |
| M24 | 45 | 56 | kN |

☞ M22,F10T 사용
ρa = 48 × 2 = 96 kN/EA ( 2 면 전단 )

◆ 볼트 갯수의 설계

- 설계 단면력의 산정

작용응력 : 34.43 MPa
전강의 75% : 0.75 × 215 = 161.25 MPa > 작용응력
☞ 설계응력 : 전강의 75% < 허용응력 ☞ O.K

모재의 단면적 : 500 × ( 20 + 0 ) = 10000 mm² (As)

$$Req'n = \frac{As \times 전강의\ 75\%}{\rho a} = \frac{10000.00 \times 161.3}{96000} = 16.80 \rightarrow 17 \quad EA$$

☞ USE N = 교축직각방향 개수 : 4 EA × 교축방향 갯수 : 6 EA = 24 EA ☞ O.K

- 이음판 설계및 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-85]

* 사용 이음판의 두께 : 상부플랜지 상면 : 20 mm
상부플랜지 하면 : 20 mm

* 이음판의 단면적 : 1 - P.L : 500 × 20 = 10000 mm²
2 - P.L : 210 × 20 × 2 = 8400 mm²
ΣA = 18400 mm²

* 이음판의 순단면적 (Anet)

Anet = 18400.00 - 25 × ( 20 + 20 ) × 4 EA = 14400 mm²

- 필요한 순단면적 $A_{req'd} = \frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² < Anet ☞ O.K

* 모재 검토

- 모재의 단면적(As) : 500 × ( 20 + 0 ) = 10000 mm²

- 모재의 순단면적 (Anet)
Anet = 10000 - 25 × ( 20 + 0 ) × 4 EA = 8000 mm²

- 필요한 순단면적 $A_{req'd} = \frac{161.3 \times 10000}{215}$ = 7500 mm² ≤ Anet ☞ O.K

* 볼트의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-87]

- 볼트의 최소 중심간격

| 볼트의 호칭 | 최소중심간격 | 단위 |
|---|---|---|
| M24 | 85 | mm |
| M22 | 75 | mm |
| M20 | 65 | mm |

M22 사용

- 볼트의 최대 중심간격

| 볼트의 호칭 | 최대중심간격 | | | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| | p | | g | |
| M24 | 170 | 12t<br>지그재그인경우:15t-(3/8)g<br>단,12t 이하 | 24t<br>단, 300이하 | mm |
| M22 | 150 | | | mm |
| M20 | 130 | | | mm |

M22 사용

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)
p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch)(mm)
g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge)(mm

p = MIN { 150 , 15 × ( 20 + 20 + 20 + 0 ) − 3/8 × 75
= 871.9 }

☞ USE p = 150.00 mm

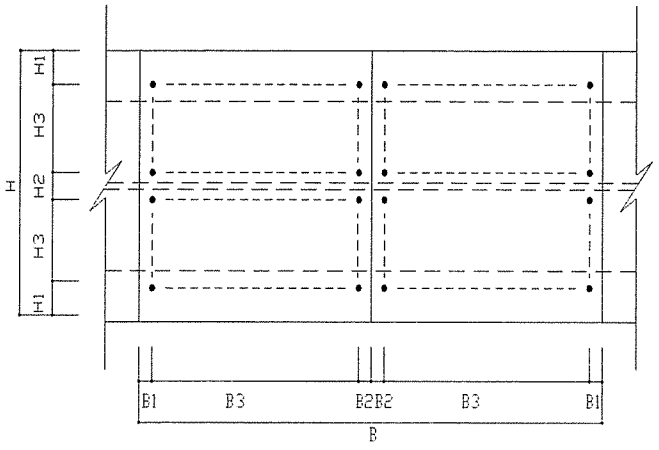
g = MIN { 300 , 24 × ( 20 + 20 + 20 + 0 ) = 1440 }

☞ USE g = 300 mm

- 볼트구멍의 중심에서 판의연단까지의 최소거리 [철도교설계기준(노반편), P9-89]

| 볼트의 호칭 | 최소연단거리 | | 단위 |
|---|---|---|---|
| | 전단연,수동개스절단연 | 압연연,다듬질연,자동개스 절단연 | |
| M24 | 42 | 37 | mm |
| M22 | 37 | 32 | mm |
| M20 | 32 | 28 | mm |

M22 사용




(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| B1 | 50 | H1 | 60 |
| B2 | 50 | H2 | 230 |
| B3 | 5 @ 75 = 375 | H3 | 1 @ 75 = 75 |
| B | 950 | H | 500 |

* 볼트 총갯수 :

4 × 6 × 2 EA = 48 EA

☞ O.K

### 3) 하부 플랜지 연결

◆ 사용 이음판의 허용응력 ( SM 520 ) : 상하부플랜지의 허용응력과 동일

허용인장응력 : fsa = 215 MPa
허용전단응력 : τa = 120 MPa

◆ 사용 볼트의 허용전단력

| 볼트등급 / 나사호칭 | F8T | F10T | 단위 |
|---|---|---|---|
| M20 | 31 | 39 | kN |
| M22 | 39 | 48 | kN |
| M24 | 45 | 45 | kN |

☞ M22,F10T 사용

ρa = 48 × 2 = 96 kN/EA ( 2 면 전단 )

◆ 볼트 갯수의 설계

- 설계 단면력의 산정

작용응력 : 34.43 MPa
전강의 75% : 0.75 × 215 = 161.25 MPa > 작용응력
☞ 설계응력 : 전강의 75% < 허용응력 ☞ O.K

- 모재의 단면적 : 500 × ( 20 + 0 ) = 10000 mm² (As)

$$\text{Req'n} = \frac{\text{As} \times \text{전강의 75\%}}{\text{pa}} = \frac{10000 \times 161.3}{96000} = 16.80 \rightarrow 17 \text{ EA}$$

☞ USE N = 교축직각방향 개수 : 4 EA × 교축방향 갯수 : 6 EA = 24 EA ☞ O.K

- 이음판 설계및 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-85]

* 사용 이음판의 두께 : 상부플랜지 상면 : 20 mm
상부플랜지 하면 : 20 mm

* 이음판의 단면적 : 1 - P.L : 500 × 20 = 10000 mm²
2 - P.L : 210 × 20 × 2 = 8400 mm²
ΣA = 18400 mm²

- 필요한 단면적 $\text{Areq'd} = \frac{161.3 \times 10000}{215} = 7500$ mm² < ΣA ☞ O.K

* 모재 검토

- 모재의 단면적(As) : 500 × ( 20 + 0 ) = 10000 mm²
- 필요한 단면적 $\text{Areq'd} = \frac{161.3 \times 10000}{215} = 7500$ mm² ≤ As ☞ O.K

* 볼트의 배치 [철도교설계기준(노반편), P9-87]

- 볼트의 최소 중심간격

| 볼트의 호칭 | 최소중심간격 | 단위 |
|---|---|---|
| M24 | 85 | mm |
| M22 | 75 | mm |
| M20 | 65 | mm |

M22 사용

- 볼트의 최대 중심간격

| 볼트의 호칭 | 최대중심간격 | | | 단위 |
|---|---|---|---|---|
| | p | | g | |
| M24 | 170 | 12t<br>지그재그인경우:15t-(3/8)g<br>단,12t 이하 | 24t<br>단, 300이하 | mm |
| M22 | 150 | | | mm |
| M20 | 130 | | | mm |

M22 사용

t : 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)

p : 볼트의 응력방향의 간격(pitch)(mm)

g : 볼트의 응력에 직각방향의 간격(gauge)(mm

$p = MIN \{ 150 , 12 \times ( 20 + 20 + 20 + 0 ) - 3/8 \times 75 = 691.9 \}$

☞ USE p = 150.00 mm

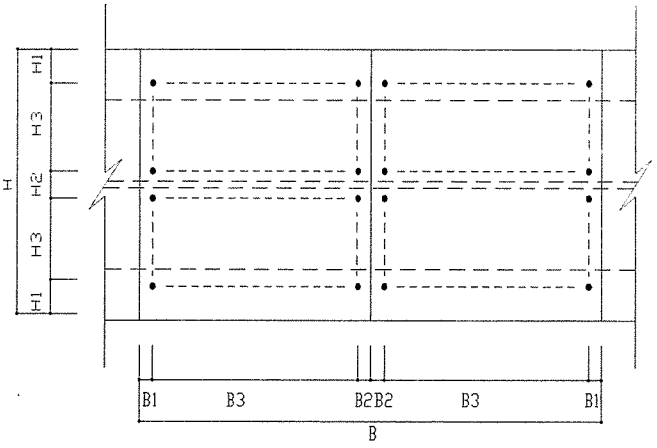
$g = MIN \{ 300 , 24 \times ( 20 + 20 + 20 + 0 ) = 1440.0 \}$

☞ USE g = 300 mm

- 볼트구멍의 중심에서 판의연단까지의 최소거리 [철도교설계기준(노반편), P9-89]

| 볼트의 호칭 | 최소연단거리 | | 단위 |
|---|---|---|---|
| | 전단연,수동개스절단연 | 압연연,다듬질연,자동개스 절단연 | |
| M24 | 42 | 37 | mm |
| M22 | 37 | 32 | mm |
| M20 | 32 | 28 | mm |

M22 사용




(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| B1 | 50 | H1 | 60 |
| B2 | 50 | H2 | 230 |
| B3 | 5 @ 75 = 375 | H3 | 1 @ 75 = 75 |
| B | 950 | H | 500 |

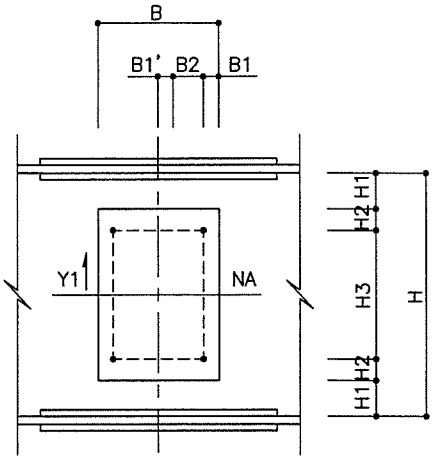
* 볼트 총갯수 :

4 × 6 × 2 EA = 48 EA

☞ O.K

4) WEB볼트 연결

(1) WEB볼트의 가정




(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| B 1 | 50 | H 1 | 120 |
| B 1' | 50 | H 2 | 50 |
| B 2 | 2 @ 75 = 150 | H 3 | 8 @ 75 = 600 |
| B | 500 | H | 940 |

* 교축방향 BOLT 열수 = 3 열
* 열당 BOLT 갯수 = 9 EA

* 사용 BOLT 개수 = 3 × 9 = 27 EA

* 복부판 중심 (N.A)으로 부터 BOLT까지의 거리 yi(mm)

| | | | |
|---|---|---|---|
| y1 = | 75.0 mm | y9 = | 0.0 mm |
| y2 = | 150.0 mm | y10 = | 0.0 mm |
| y3 = | 225.0 mm | y11 = | 0.0 mm |
| y4 = | 300.0 mm | y12 = | 0.0 mm |
| y5 = | 0.0 mm | y13 = | 0.0 mm |
| y6 = | 0.0 mm | y14 = | 0.0 mm |
| y7 = | 0.0 mm | y15 = | 0.0 mm |
| y8 = | 0.0 mm | y16 = | 0.0 mm |

▶ ymax = 300.00 mm

(2) WEB볼트의 검토 [철도교설계기준(노반편), P9-82~85]

$f(Yi')^2$ = $fyi^2$ × 교축방향 BOLT열수 × 2 SIDE

= ( 75 ² + 150 ² + 225 ² + 300 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ²
+ 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² + 0 ² ) × 3 열 × 2 SIDE

= 1012500.0 mm²

* 합성전 BOLT 력 산정

$$dv = \frac{Hw}{2} - (Ysu - t1 - t2) = \frac{-940}{2} - (-490 + 20 + 0) = 0 \text{ mm}$$

$$Iweb = \frac{tw \times Hw^3}{12} + Aw \times dv^2$$

$$= \frac{15 \times (940)^3}{12} + 15 \times 940 \times (0)^2 = 1038230000 \text{ mm}^4$$

$$M_W = M \times \frac{I_{WEB}}{I} = 115.4 \times \frac{1038230000}{5646896667} = 21.2 \text{ kN.m}$$

$f(Yi)^2$ = $f(Yi')^2$ + N × $dv^2$

= 1012500.0 + 27 × ( 0 )² = 1012500 mm²

$$\rho mu1 = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax + dv) = \frac{21.2 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 + 0) = 6.3 \text{ kN/EA}$$

$$\rho ml = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax - dv) = \frac{21.2 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 - 0) = 6.3 \text{ kN/EA}$$

$$\rho s = \frac{V}{N} = \frac{220.6}{27} = 8.2 \text{ kN/EA}$$

$\rho mu1$ = 6.3 kN/EA
$\rho ml1$ = 6.3 kN/EA

$\rho mu1 \leq \rho ml1$ ☞ $\rho m1 = \rho ml1$ = 6.3 kN/EA

* 조합하중에 의한 BOLT력 산정

$$\rho = \sqrt{\rho m^2 + \rho s^2} = \sqrt{(6.3)^2 + (8.2)^2}$$
$$= 10.3 \text{ kN/EA} < \rho a = 96 \text{ kN/EA} \quad ☞ \text{ O.K}$$

* 합성후 BOLT 력 산정

$$ds = \frac{Hw}{2} - (Ysu - t1 - t2) = \frac{-940}{2} - (-490 + 20 + 0) = 0.0 \text{ mm}$$

$$Iweb = \frac{tw \times Hw^3}{12} + Aw \times dv^2 + \frac{tcw \times Hcw^3}{12} \times \frac{1}{n} + Acw \times dv^2 \times \frac{1}{n}$$
$$= \frac{15 \times (940)^3}{12} + 15 \times 940 \times (0.0)^2 + \frac{0 \times (720)^3}{12} \times \frac{1}{7.2}$$
$$+ 0 \times 720 \times (0.0)^2 \times \frac{1}{7.2} = 1038230000 \text{ mm}^4$$

$$M_W = M \times \frac{I_{WEB}}{I} = 2784.3 \times \frac{1038230000}{55864066826} = 51.7 \text{ kN.m}$$

$$f(Yi)^2 = f(Yi')^2 + N \times ds^2$$
$$= 1012500 + 27 \times (0.0)^2 = 1012500 \text{ mm}^2$$

$$\rho mu = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax + dv) = \frac{51.7 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 + 0.0) = 15.3 \text{ kN/EA}$$

$$\rho ml = \frac{M_W}{f(Yi)^2} \times (ymax - dv) = \frac{51.7 \times 1.E+06}{1012500.0} \times (300.0 - 0.0) = 15.3 \text{ kN/EA}$$

$$\rho s = \frac{V}{N} = \frac{1028.4}{27} = 38.1 \text{ kN/EA}$$

$\rho mu2$ = 6.3 + 15.3 = 21.6 kN/EA
$\rho ml2$ = 6.3 + 15.3 = 21.6 kN/EA

$\rho mu \leq \rho ml$ ☞ $\rho m = \rho ml = 21.6$ kN/EA

$\rho s = \rho s1 + \rho s2 = 8.2 + 38.1 = 46.3$ kN/EA

* 조합하중에 의한 BOLT력 산정

$\rho = \sqrt{\rho m^2 + \rho s^2} = \sqrt{(21.6)^2 + (46.3)^2}$

$= 51.1$ kN/EA $< \rho a = 96$ kN/EA ☞ O.K

(3) 이음판의 검토

* 이음판의두께 : 15 mm

* 이음판의 단면2차모멘트

$$I = \left(\frac{15 \times 700^3}{12} + 10500 \times 20^2\right) \times 2 = 865900000 \text{ mm}^4$$

* 이음판 검토 (합성전)

$$Mw1 = 115.4 \times \frac{865900000}{5646896667} = 17.69 \text{ kN.m}$$

$$f1 = \frac{M}{I}y = \frac{17.69}{865900000} \times 370.00 = 7.56 \text{ MPa} < fa = 215.00$$ ☞ O.K

* 이음판 검토 (합성후)

$$Mw2 = 2784.3 \times \frac{865900000}{55864066826} = 43.16 \text{ kN.m}$$

$$f2 = \frac{M}{I}y = \frac{43.16}{865900000} \times 370.00 = 18.44 \text{ MPa}$$

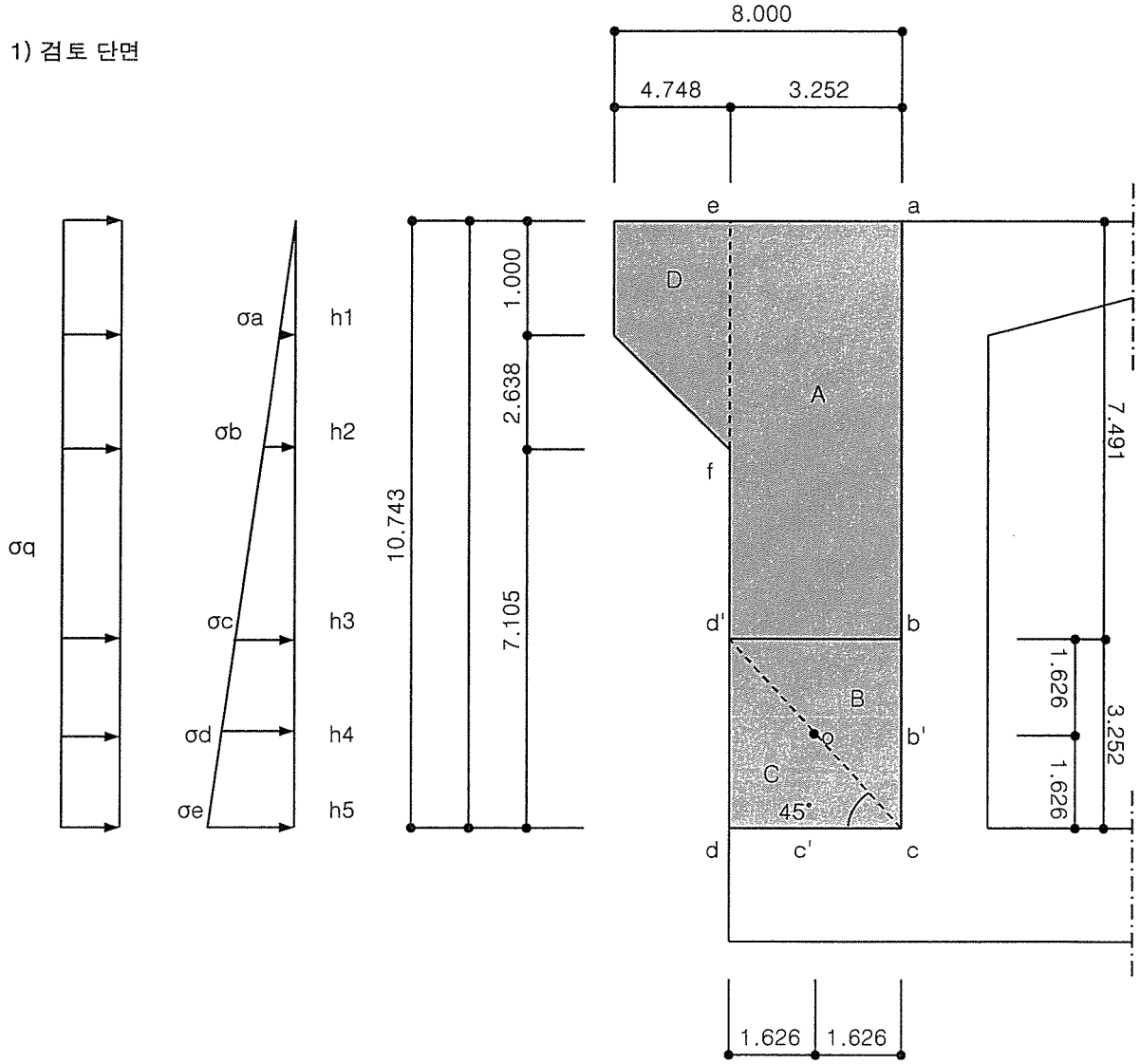
$f1 + f2 = 7.56 + 18.44 = 26.00 < fa = 215.00$ ☞ O.K

f : 이음판의 연단에 생기는 응력(MPa)
M : 이음판에 작용하는 휨모멘트(kN.m)
I : 부재의 중립축에 관한 이음판의 총 단면의 단면2차모멘트(mm4)
y : 부재의 중립축 으로부터 이음판의 연단까지의 거리(mm)

# 13 . 날개벽 설계

## 13 .1 날개벽(4개소)

1) 검토 단면




· 날개벽 두께 T = 1000 mm
· 배면토의 단위중량 ɣ = 20 kN/m$^3$
· 배면토의 전단저항각 Φ = 35 °

· 측벽형 날개벽은 2 변 고정판으로 설계를 해야하나 길이가 8 m 이하이면 관용적 방법으로 설계해도 좋다. *[도로교 설계기준 해설] p.736~737*

∴ L = 8.000 m ≤ 8.000 m ⇒ 관용적 방법으로 설계

· 날개벽 배면의 흙은 활하중에 의해 끊임없이 전압되는 등으로 정지토압 혹은 그 이상의 것이 작용할 가능성도 있어서 설계토압은 적어도 정지토압을 생각해둘 필요가 있다.

∴ Ko = 1 − sinΦ = 1 − sin ( 35 °) = 0.426 .

2) 하중 계산

A. 단면 D 하중계산

· 합력을 구하여 e – f 구간에 등분포 시켜도 좋다.

$\sigma q = Ko \times q\ell = 0.426 \times 35.00 = 14.910$ kN/m²

$\sigma a = Ko \times \gamma t \times h1 = 0.426 \times 20.00 \times 1.000 = 8.520$ kN/m²

$\sigma b = Ko \times \gamma t \times h2 = 0.426 \times 20.00 \times 3.638 = 30.996$ kN/m²

– 계수하중

$P1u = 1.7 \times 1/2 \times \sigma a \times h1 + 2.2 \times \sigma q \times h1$

$= 1.7 \times 1/2 \times 8.52 \times 1.000 + 2.2 \times 14.910 \times 1.000 = 39.299$ kN/m

$P2u = 1.7 \times 1/2 \times ( \sigma a + \sigma b ) \times ( h2 - h1 ) / 2 +$

$2.2 \times \sigma q \times ( h2 - h1 ) / 2$

$= 1.7 \times 1/2 \times 39.52 \times 1.319 + 2.2 \times 14.910 \times 1.319 = 86.586$ kN/m

$Mdu = 1/2 \times P1u \times L^2 + 1/3 \times P2u \times L^2$

$= 1/2 \times 39.30 \times 4.748^2 + 1/3 \times 86.59 \times 4.748^2 = 1093.619$ kN·m

$Vdu = ( P1u + P2u ) \times L = 125.885 \times 4.748 = 597.702$ kN

· e – f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Mu = Mdu / 3.638 = 300.610$ kN·m/m

$Vu = Vdu / 3.638 = 164.294$ kN/m

– 사용하중

$P1s = 1.0 \times 1/2 \times \sigma a \times h1 + 1.0 \times \sigma q \times h1$

$= 1.0 \times 1/2 \times 8.52 \times 1.000 + 1.0 \times 14.910 \times 1.000 = 19.170$ kN/m

$P2s = 1.0 \times 1/2 \times ( \sigma a + \sigma b ) \times ( h2 - h1 ) / 2 +$

$1.0 \times \sigma q \times ( h2 - h1 ) / 2$

$= 1.0 \times 1/2 \times 39.52 \times 1.319 + 1.0 \times 14.910 \times 1.319 = 45.727$ kN/m

$Mds = 1/2 \times P1s \times L^2 + 1/3 \times P2s \times L^2$

$= 1/2 \times 19.17 \times 4.748^2 + 1/3 \times 45.73 \times 4.748^2 = 559.695$ kN·m

$Vds = ( P1s + P2s ) \times L = 64.897 \times 4.748 = 308.131$ kN

· e – f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Ms = Mds / 3.638 = 153.847$ kN·m/m

$Vs = Vds / 3.638 = 84.698$ kN/m

B. 단면 A 하중계산

· 합력을 구하여 a – b 구간에 등분포 시켜도 좋다.

· D 단면의 단면력을 지지하도록 한다.

$\sigma q = Ko \times q\ell = 0.426 \times 35.00 = 14.910 \ kN/m^2$

$\sigma c = Ko \times \gamma t \times h3 = 0.426 \times 20.00 \times 7.491 = 63.823 \ kN/m^2$

– 계수하중(e – d'구간)

$P1u = 1.7 \times 1/2 \times \sigma a \times h1 + 2.2 \times \sigma q \times h1$

$= 1.7 \times 1/2 \times 8.52 \times 1.000 + 2.2 \times 14.910 \times 1.000 = 39.299 \ kN/m$

$P2u = 1.7 \times 1/2 \times ( \sigma a + \sigma c ) \times ( h2 - h1 ) / 2 +$

$2.2 \times \sigma q \times ( h2 - h1 ) / 2$

$= 1.7 \times 1/2 \times 72.34 \times 3.246 + 2.2 \times 14.910 \times 3.246 = 303.610 \ kN/m$

$Mdu = 1/2 \times P1u \times L^2 + P2u \times L \times [ L^2 - L \times (h2 - h1) + \{(h2 - h1)\}^2] / \{2L - (h2 - h$

$= 1/2 \times 39.30 \times 4.748^2 + 303.61 \times 4.748 \times [ 4.748^2 - 4.748 \times 3.246$

$+ 3.246^2 ] / [ 2 \times 4.748 - 3.246 ] = 4517.506 \ kN·m$

$Vdu = ( P1u + P2u ) \times L = 342.909 \times 4.748 = 1628.132 \ kN$

– 계수하중

$Pau = 1.7 \times 1/2 \times \sigma c \times h3 + 2.2 \times \sigma q \times h3$

$= 1.7 \times 1/2 \times 63.82 \times 7.491 + 2.2 \times 14.910 \times 7.491 = 646.519 \ kN/m$

$Mau = Mdu + Vdu \times L + 1/2 \times Pau \times L^2$

$= 4517.506 + 1628.132 \times 3.252 + 1/2 \times 646.519 \times 3.252^2$

$= 13230.823 \ kN·m$

$Vau = Vdu + Pau \times L = 1628.132 + 646.519 \times 3.252 = 3730.612 \ kN$

· a – b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Mu = Mau / 7.491 = 1766.229 \ kN·m/m$

$Vu = Vau / 7.491 = 498.013 \ kN/m$

– 사용하중(e – d'구간)

$P1s = 1.0 \times 1/2 \times \sigma a \times h1 + 1.0 \times \sigma q \times h1$

$= 1.0 \times 1/2 \times 8.52 \times 1.000 + 1.0 \times 14.910 \times 1.000 = 19.170 \ kN/m$

$P2s = 1.0 \times 1/2 \times ( \sigma a + \sigma c ) \times ( h2 - h1 ) / 2 +$

$1.0 \times \sigma q \times ( h2 - h1 ) / 2$

$= 1.0 \times 1/2 \times 72.34 \times 3.246 + 1.0 \times 14.910 \times 3.246 = 165.785 \ kN/m$

$Mds = 1/2 \times P1s \times L^2 + P2s \times L \times [ L^2 - L \times (h2 - h1) + \{(h2 - h1)\}^2] / \{2L - (h2 - h$

$= 1/2 \times 19.17 \times 4.748^2 + 165.79 \times 4.748 \times [ 4.748^2 - 4.748 \times 3.246$

$+ 3.246^2 ] / [ 2 \times 4.748 - 3.246 ] = 2440.964 \ kN·m$

$Vds = ( P1u + P2u ) \times L = 184.955 \times 4.748 = 878.166 \ kN$

– 사용하중

$Pas = 1.0 \times 1/2 \times \sigma c \times h3 + 1.0 \times \sigma q \times h3$

$= 1.0 \times 1/2 \times 63.82 \times 7.491 + 1.0 \times 14.910 \times 7.491 = 350.740 \ kN/m$

$Mas = Mds + Vds \times L + 1/2 \times Pas \times L^2$

$= 2440.964 + 878.166 \times 3.252 + 1/2 \times 350.740 \times 3.252^2$

$= 7151.386 \ kN·m$

$Vas = Vds + Pas \times L = 878.166 + 350.740 \times 3.252 = 2018.772 \ kN$

· a – b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Ms = Mas / 7.491 = 954.664 \ kN·m/m$

$Vs = Vas / 7.491 = 269.493 \ kN/m$

C. 단면 B 하중계산

· b – c 에 지지된 켄틸레버보로서 설계한다.
· b – b' 및 b'– c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계하는 것이 좋다.

$\sigma q = Ko \times q\ell = 0.426 \times 35.00 = 14.910$ kN/m²
$\sigma c = Ko \times \gamma t \times h3 = 0.426 \times 20.00 \times 7.491 = 63.823$ kN/m²
$\sigma d = Ko \times \gamma t \times h4 = 0.426 \times 20.00 \times 9.117 = 77.677$ kN/m²

– 계수하중

P1u = 1.7 × 63.82 + 2.2 × 14.910 = 140.556 kN/m²
P2u = 1.7 × 77.68 + 2.2 × 14.910 = 164.107 kN/m²
Mbu = 1/2 × P1u × $L^2$ = 1/2 × 140.56 × 3.252 ² = 743.225 kN·m/m
Vbu = P1u × L = 140.56 × 3.252 = 457.088 kN/m
Mb'u = 1/2 × P2u × $L^2$ = 1/2 × 164.1 × 1.626 ² = 216.939 kN·m/m
Vb'u = P2u × L = 164.11 × 1.626 = 266.838 kN/m

∴ Mu = 743.225 kN·m  Vu = 457.088 kN

– 사용하중

P1s = 1.0 × 63.82 + 1.0 × 14.910 = 78.733 kN/m²
P2s = 1.0 × 77.68 + 1.0 × 14.910 = 92.587 kN/m²
Mbs = 1/2 × P1s × $L^2$ = 1/2 × 78.73 × 3.252 ² = 416.321 kN·m/m
Vbs = P1s × L = 78.73 × 3.252 = 256.040 kN/m
Mb's = 1/2 × P2s × $L^2$ = 1/2 × 92.59 × 1.626 ² = 122.394 kN·m/m
Vb's = P2s × L = 92.59 × 1.626 = 150.546 kN/m

∴ Ms = 416.321 kN·m  Vs = 256.040 kN

D. 단면 C 하중계산

· c – d 에 지지된 켄틸레버보로서 설계한다.
· c – c' 및 c'– d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계하는 것이 좋다.

σq = Ko × qℓ = 0.426 × 35.00 = 14.910 kN/m²
σc = Ko × γt × h3 = 0.426 × 20.00 × 7.491 = 63.823 kN/m²
σd = Ko × γt × h4 = 0.426 × 20.00 × 9.117 = 77.677 kN/m²
σe = Ko × γt × h5 = 0.426 × 20.00 × 10.743 = 91.530 kN/m²

– 계수하중

P1u = 1.7 × 63.82 + 2.2 × 14.910 = 140.556 kN/m²
P2u = 1.7 × 77.68 + 2.2 × 14.910 = 164.107 kN/m²
P3u = 1.7 × 91.53 + 2.2 × 14.910 = 187.658 kN/m²
Mcu = 1/6 × ( 2 × P1u + P3u ) × $L^2$
= 1/6 × ( 2 × 140.56 + 187.7 ) × 3.252 ² = 826.247 kN·m/m
Vcu = 1/2 × ( P1u + P3u ) × L
= 1/2 × ( 140.56 + 187.7 ) × 3.252 = 533.676 kN/m
Mc'u = 1/6 × ( 2 × P2u + P3u ) × $L^2$
= 1/6 × ( 2 × 164.1 + 187.7 ) × 1.626 ² = 227.317 kN·m/m
Vc'u = 1/2 × ( P2u + P3u ) × L
= 1/2 × ( 164.1 + 187.7 ) × 1.626 = 285.985 kN/m

∴ Mu = 826.247 kN·m/m Vu = 533.676 kN/m

– 사용하중

P1s = 1.0 × 63.82 + 1.0 × 14.910 = 78.733 kN/m²
P2s = 1.0 × 77.68 + 1.0 × 14.910 = 92.587 kN/m²
P3s = 1.0 × 91.53 + 1.0 × 14.910 = 106.440 kN/m²
Mcs = 1/6 × ( 2 × P1s + P3s ) × $L^2$
= 1/6 × ( 2 × 78.73 + 106.4 ) × 3.252 ² = 465.156 kN·m/m
Vcs = 1/2 × ( P1s + P3s ) × L
= 1/2 × ( 78.73 + 106.4 ) × 3.252 = 301.091 kN/m
Mc's = 1/6 × ( 2 × P2s + P3s ) × $L^2$
= 1/6 × ( 2 × 92.6 + 106.4 ) × 1.626 ² = 128.499 kN·m/m
Vc's = 1/2 × ( P2s + P3s ) × L
= 1/2 × ( 92.6 + 106.4 ) × 1.626 = 161.809 kN/m

∴ Ms = 465.156 kN·m/m Vs = 301.091 kN/m

3) 설계 단면력 집계

A. 계수하중 단면력 집계

| 구 분 | 단면 A | 단면 B | 단면 C | 단면 D |
|---|---|---|---|---|
| 모멘트(kN.m) | 1766.229 | 743.225 | 826.247 | 300.610 |
| 전단력(kN) | 498.013 | 457.088 | 533.676 | 164.294 |

B. 사용하중 단면력 집계

| 구 분 | 단면 A | 단면 B | 단면 C | 단면 D |
|---|---|---|---|---|
| 모멘트(kN.m) | 954.664 | 416.321 | 465.156 | 153.847 |
| 전단력(kN) | 269.493 | 256.040 | 301.091 | 84.698 |

4) 단면 검토

A. 단면 A 검토

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 1766.23 | kN-m | Vu | 498.01 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1000 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 920 | mm | dc | 80 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.75

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H29 | 100 | 1 | 6424.00 | O.K | |
| TOTAL | | | | 6424.00 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) 100.769 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.02189 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d – a/2 )

= 0.85 x 6424 x 400 x ( 920 – 100.769 / 2 ) / 1000000

= 1899.38 kN –m > Mu = 1766.23 kN –m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d–a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 5948.43 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (5,948.43 x 400 ) / (0.85 x 30 x 1000)

= 93.309 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.0070

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 920 = 3220.00 $mm^2$

As2 = 4/3 x 5948.43 = 7931.24 $mm^2$

Asreq = 5948.43 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.75 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 920 / 1000

= 629.88 kN > Vu = 498.01 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

Mo = 954.66 kN-m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00698

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.268

j = 0.911

x = k x d = 246.6 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 954.664 x 1000000 / ( 1000 x 246.56 x ( 920 - 246.56 / 3 ))

= 9.243 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 954.664 x 1000000 / ( 6424 x ( 920 - 246.56 / 3 ))

= 177.377 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 177.377 x ( 1000 - 80 - 246.56 ) / ( 920 - 246.56 )

= 177.377 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 280.22 mm

여기서 Cc = 80 - 14.5 = 65.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 100 mm < 280.22 mm ∴ O.K

B. 단면 B 검토

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 743.23 | kN-m | Vu | 498.01 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1000 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 920 | mm | dc | 80 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.75

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H22 | 100 | 1 | 3871.00 | O.K | |
| TOTAL | | | | 3871.00 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) 60.722 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03830 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d – a/2 )

= 0.85 x 3871 x 400 x ( 920 – 60.722 / 2 ) / 1000000

= 1170.89 kN –m > Mu = 743.23 kN –m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d–a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 2426.27 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (2,426.27 x 400 ) / (0.85 x 30 x 1000)

= 38.059 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.0040

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 920 = 3220.00 $mm^2$

As2 = 4/3 x 2426.27 = 3235.03 $mm^2$

Asreq = 3220.00 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.75 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 920 / 1000

= 629.88 kN > Vu = 498.01 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

Mo = 416.32 kN-m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00421

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.215

j = 0.928

x = k x d = 197.8 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 416.321 x 1000000 / ( 1000 x 197.8 x ( 920 - 197.8 / 3 ))

= 4.929 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 416.321 x 1000000 / ( 3871 x ( 920 - 197.8 / 3 ))

= 125.925 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 125.925 x ( 1000 - 80 - 197.8 ) / ( 920 - 197.8 )

= 125.925 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 452.87 mm

여기서 Cc = 80 - 11 = 69 mm

최외단철근 평균배근간격 = 100 mm < 452.87 mm ∴ O.K

C. 단면 C 검토

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 826.25 | kN-m | Vu | 533.68 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1000 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 920 | mm | dc | 80 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.75

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H22 | 100 | 1 | 3871.00 | O.K | |
| TOTAL | | | | 3871.00 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) 60.722 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.03830 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d – a/2 )

= 0.85 x 3871 x 400 x ( 920 – 60.722 / 2 ) / 1000000

= 1170.89 kN –m > Mu = 826.25 kN –m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d–a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 2703.83 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (2,703.83 x 400 ) / (0.85 x 30 x 1000)

= 42.413 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.0040

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 920 = 3220.00 $mm^2$

As2 = 4/3 x 2703.83 = 3605.11 $mm^2$

Asreq = 3220.00 $mm^2$

∴ ρuse > ρmin CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.75 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 920 / 1000

= 629.88 kN > Vu = 533.68 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

Mo = 465.16 kN-m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00421

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.215

j = 0.928

x = k x d = 197.8 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 465.156 x 1000000 / ( 1000 x 197.8 x ( 920 - 197.8 / 3 ))

= 5.507 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 465.156 x 1000000 / ( 3871 x ( 920 - 197.8 / 3 ))

= 140.697 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 140.697 x ( 1000 - 80 - 197.8 ) / ( 920 - 197.8 )

= 140.697 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 387.21 mm

여기서 Cc = 80 - 11 = 69 mm

최외단철근 평균배근간격 = 100 mm < 387.21 mm ∴ O.K

D. 단면 D 검토

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 300.61 | kN-m | Vu | 164.29 | kN |
| fck | 30 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 1000 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 920 | mm | dc | 80 | mm |

β1 = 0.836 Φf = 0.85 Φv = 0.75

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H22 | 200 | 1 | 1935.50 | O.K | |
| TOTAL | | | | 1935.50 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) 30.361 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.07961 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d – a/2 )

= 0.85 x 1935.5 x 400 x ( 920 – 30.361 / 2 ) / 1000000

= 595.43 kN –m > Mu = 300.61 kN –m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0157 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d–a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 969.04 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (969.04 x 400 ) / (0.85 x 30 x 1000)

= 15.201 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.0020

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{30}$ / 400 = 0.00342

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 920 = 3220.00 $mm^2$

As2 = 4/3 x 969.04 = 1292.05 $mm^2$

Asreq = 1292.05 $mm^2$

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

Φv Vc = Φv x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x B x D

= 0.75 x 1/6 x $\sqrt{30}$ x 1000 x 920 / 1000

= 629.88 kN > Vu = 164.29 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

Mo = 153.85 kN-m

n = Es / Ec = 200000 / 28577 = 7

ρ = As / (bd) = 0.0021

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.157

j = 0.948

x = k x d = 144.4 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 153.847 x 1000000 / ( 1000 x 144.44 x ( 920 - 144.44 / 3 ))

= 2.443 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 153.847 x 1000000 / ( 1935.5 x ( 920 - 144.44 / 3 ))

= 91.170 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 91.170 x ( 1000 - 80 - 144.44 ) / ( 920 - 144.44 )

= 91.17 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 691.02 mm

여기서 Cc = 80 - 11 = 69 mm

최외단철근 평균배근간격 = 200 mm < 691.02 mm ∴ O.K

5) 배력철근 검토

*[도로교 설계기준] p.113,252*

▷ 노출면에 양방향에 단위m당 300mm$^2$ 이상 배근한다.

• 배력 철근량 : = 300.0 mm$^2$

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : 0.0015hs (h는 부재의두께, s는 온도철근의 간격)

단, h가 1.2m를 초과하는 경우에는 h를 1.2m보다 크게 취할 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.002 × 1000 × 100 = 150.000 mm$^2$

*[콘크리트 구조설계기준해설] p.108,109*

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : h는 부재의 두께, b는 부재의 폭

┌ 0.002hb - 철근의 설계기준강도가 400MPa이하

└ 0.002 x 400 / fy - 0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400MPa를 초과시

단, 어떤경우에도 0.0014hb이상이어야하고, 위에 요구된 온도철근의 단면적이 1800mm$^2$보다 클 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.002 × 1000 × 1000 = 2000.000 mm$^2$ ①

= 1800.000 mm$^2$ ②

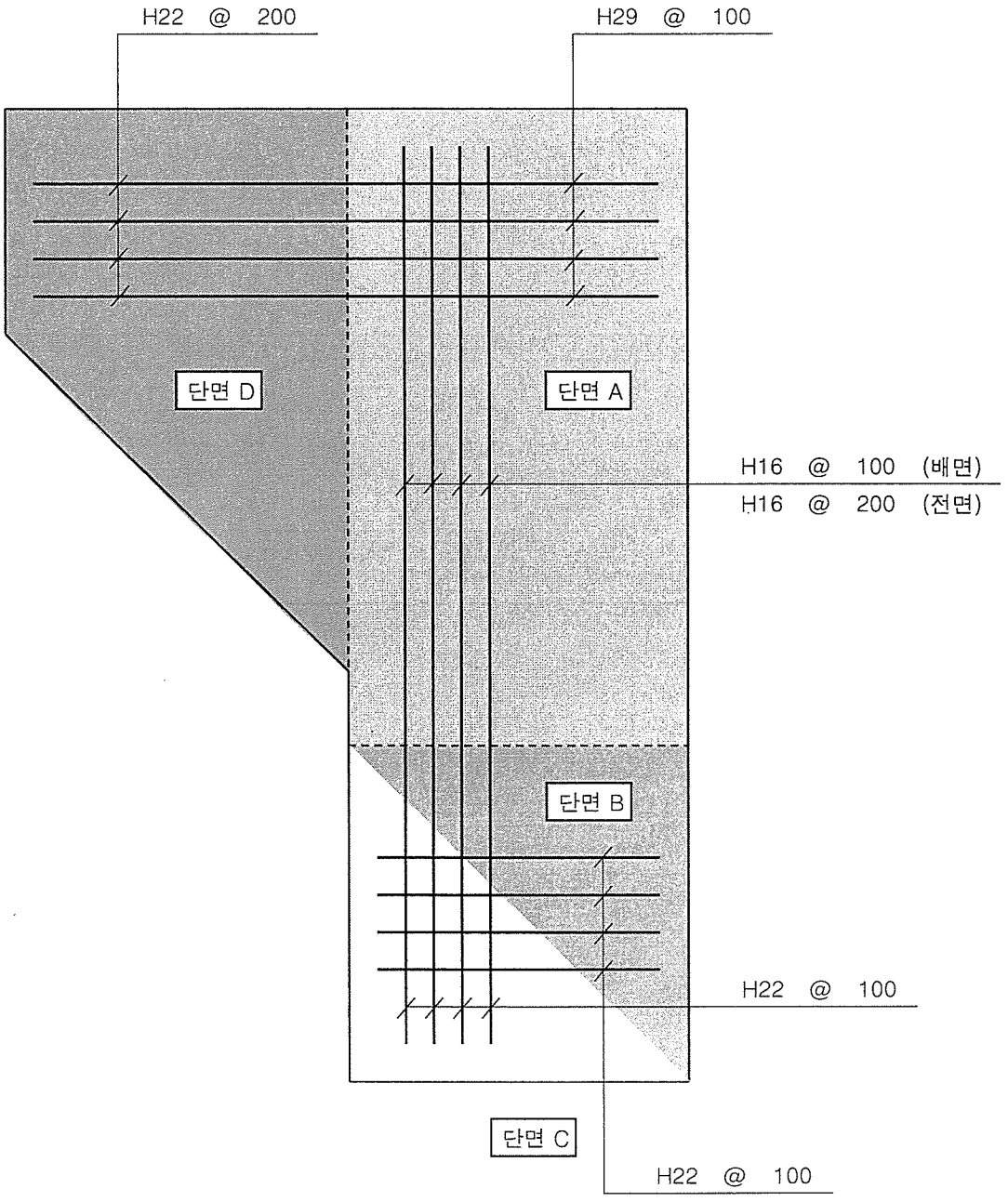
min (①,②) = 1800.000 mm$^2$

(As)use : H 16 @ 100 = 1986.000 mm$^2$ (배면)

H 16 @ 200 = 993.000 mm$^2$ (전면)

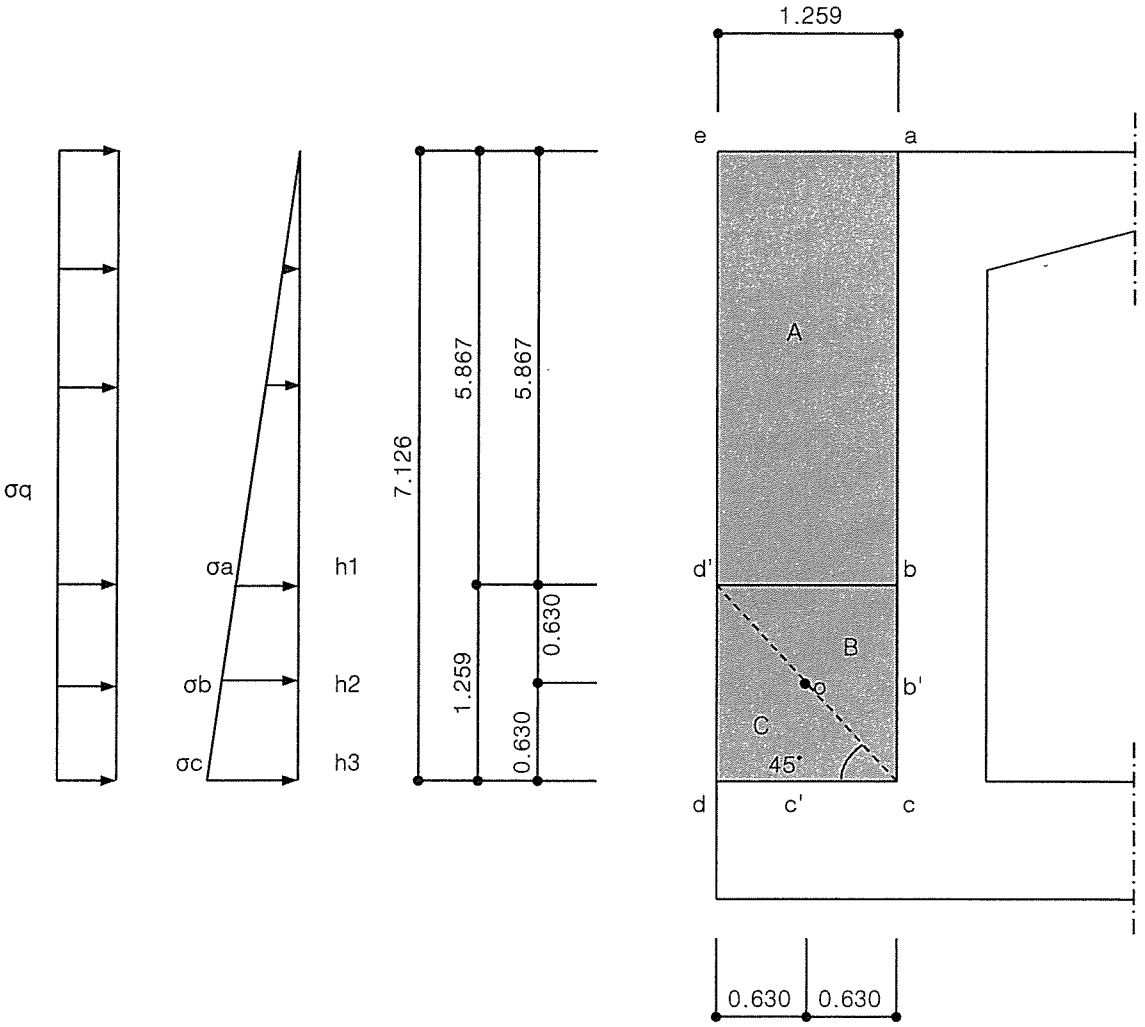
2979.000 mm$^2$ > 1800.000 mm$^2$ ☞ O.K

6) 주철근 조립도


H22 @ 200
H29 @ 100
단면 D
단면 A
H16 @ 100 (배면)
H16 @ 200 (전면)
단면 B
H22 @ 100
단면 C
H22 @ 100

## 13 .2 날개벽(하천방향 2개소)

1) 검토 단면




· 날개벽 두께 T = 500 mm
· 배면토의 단위중량 $\gamma$ = 20 kN/m$^3$
· 배면토의 전단저항각 $\Phi$ = 35 °

· 측벽형 날개벽은 2 변 고정판으로 설계를 해야하나 길이가 8 m 이하이면 관용적 방법으로 설계해도 좋다. *[도로교 설계기준 해설] p.736~737*

∴ L = 1.259 m ≤ 8.000 m ⇒ 관용적 방법으로 설계

· 날개벽 배면의 흙은 활하중에 의해 끊임없이 전압되는 등으로 정지토압 혹은 그 이상의 것이 작용할 가능성도 있어서 설계토압은 적어도 정지토압을 생각해둘 필요가 있다.

∴ Ko = 1 − sin$\Phi$ = 1 − sin ( 35 °) = 0.426

2) 하중 계산

B. 단면 A 하중계산

· 합력을 구하여 a – b 구간에 등분포 시켜도 좋다.

$\sigma q = Ko \times q\ell = 0.426 \times 10.00 = 4.260 \quad kN/m^2$

$\sigma c = Ko \times \gamma t \times h1 = 0.426 \times 20.00 \times 5.867 = 49.987 \quad kN/m^2$

– 계수하중

$Pau = 1.7 \times 1/2 \times \sigma c \times h3 + 2.2 \times \sigma q \times h3$

$= 1.7 \times 1/2 \times 49.99 \times 5.867 + 2.2 \times 4.260 \times 5.867 = 303.019 \quad kN/m$

$Mau = 1/2 \times Pau \times L^2$

$= 1/2 \times 303.019 \times 1.259^2 = 240.155 \quad kN\cdot m$

$Vau = Pau \times L = 303.019 \times 1.259 = 381.501 \quad kN$

· a – b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Mu = Mau / 5.867 = 40.933 \quad kN\cdot m/m$

$Vu = Vau / 5.867 = 65.025 \quad kN/m$

– 사용하중

$Pas = 1.0 \times 1/2 \times \sigma c \times h3 + 1.0 \times \sigma q \times h3$

$= 1.0 \times 1/2 \times 49.99 \times 5.867 + 1.0 \times 4.260 \times 5.867 = 171.630 \quad kN/m$

$Mas = 1/2 \times Pas \times L^2$

$= 1/2 \times 171.630 \times 1.259^2$

$= 136.024 \quad kN\cdot m$

$Vas = Pas \times L = 171.630 \times 1.259 = 216.082 \quad kN$

· a – b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$Ms = Mas / 5.867 = 23.185 \quad kN\cdot m/m$

$Vs = Vas / 5.867 = 36.830 \quad kN/m$

C. 단면 B 하중계산

· b – c 에 지지된 켄틸레버보로서 설계한다.
· b – b' 및 b'– c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계하는 것이 좋다.

$\sigma q = Ko \times q\ell = 0.426 \times 10.00 = 4.260$ kN/m²
$\sigma a = Ko \times \gamma t \times h1 = 0.426 \times 20.00 \times 5.867 = 49.987$ kN/m²
$\sigma b = Ko \times \gamma t \times h2 = 0.426 \times 20.00 \times 6.497 = 55.350$ kN/m²

– 계수하중

P1u = 1.7 × 49.99 + 2.2 × 4.260 = 94.137 kN/m²
P2u = 1.7 × 55.35 + 2.2 × 4.260 = 103.254 kN/m²
Mbu = 1/2 × P1u × $L^2$ = 1/2 × 94.14 × 1.259 ² = 74.607 kN·m/m
Vbu = P1u × L = 94.14 × 1.259 = 118.518 kN/m
Mb'u = 1/2 × P2u × $L^2$ = 1/2 × 103.3 × 0.630 ² = 20.458 kN·m/m
Vb'u = P2u × L = 103.25 × 0.630 = 64.998 kN/m

∴ Mu = 74.607 kN·m  Vu = 118.518 kN

– 사용하중

P1s = 1.0 × 49.99 + 1.0 × 4.260 = 54.247 kN/m²
P2s = 1.0 × 55.35 + 1.0 × 4.260 = 59.610 kN/m²
Mbs = 1/2 × P1s × $L^2$ = 1/2 × 54.25 × 1.259 ² = 42.993 kN·m/m
Vbs = P1s × L = 54.25 × 1.259 = 68.297 kN/m
Mb's = 1/2 × P2s × $L^2$ = 1/2 × 59.6 × 0.630 ² = 11.811 kN·m/m
Vb's = P2s × L = 59.61 × 0.630 = 37.524 kN/m

∴ Ms = 42.993 kN·m  Vs = 68.297 kN

D. 단면 C 하중계산

· c – d 에 지지된 켄틸레버보로서 설계한다.
· c – c' 및 c'– d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계하는 것이 좋다.

$\sigma q = Ko \times q\ell = 0.426 \times 10.00 = 4.260$ kN/m²
$\sigma a = Ko \times \gamma t \times h1 = 0.426 \times 20.00 \times 5.867 = 49.987$ kN/m²
$\sigma b = Ko \times \gamma t \times h2 = 0.426 \times 20.00 \times 6.497 = 55.350$ kN/m²
$\sigma c = Ko \times \gamma t \times h3 = 0.426 \times 20.00 \times 7.126 = 60.714$ kN/m²

– 계수하중

P1u = 1.7 × 49.99 + 2.2 × 4.260 = 94.137 kN/m²
P2u = 1.7 × 55.35 + 2.2 × 4.260 = 103.254 kN/m²
P3u = 1.7 × 60.71 + 2.2 × 4.260 = 112.373 kN/m²
Mcu = 1/6 × ( 2 × P1u + P3u ) × $L^2$
= 1/6 × ( 2 × 94.14 + 112.4 ) × 1.259 ² = 79.425 kN·m/m
Vcu = 1/2 × ( P1u + P3u ) × L
= 1/2 × ( 94.14 + 112.4 ) × 1.259 = 129.998 kN/m
Mc'u = 1/6 × ( 2 × P2u + P3u ) × $L^2$
= 1/6 × ( 2 × 103.3 + 112.4 ) × 0.630 ² = 21.061 kN·m/m
Vc'u = 1/2 × ( P2u + P3u ) × L
= 1/2 × ( 103.3 + 112.4 ) × 0.630 = 67.869 kN/m

∴ Mu = 79.425 kN·m/m Vu = 129.998 kN/m

– 사용하중

P1s = 1.0 × 49.99 + 1.0 × 4.260 = 54.247 kN/m²
P2s = 1.0 × 55.35 + 1.0 × 4.260 = 59.610 kN/m²
P3s = 1.0 × 60.71 + 1.0 × 4.260 = 64.974 kN/m²
Mcs = 1/6 × ( 2 × P1s + P3s ) × $L^2$
= 1/6 × ( 2 × 54.25 + 65.0 ) × 1.259 ² = 45.827 kN·m/m
Vcs = 1/2 × ( P1s + P3s ) × L
= 1/2 × ( 54.25 + 65.0 ) × 1.259 = 75.050 kN/m
Mc's = 1/6 × ( 2 × P2s + P3s ) × $L^2$
= 1/6 × ( 2 × 59.6 + 65.0 ) × 0.630 ² = 12.165 kN·m/m
Vc's = 1/2 × ( P2s + P3s ) × L
= 1/2 × ( 59.6 + 65.0 ) × 0.630 = 39.213 kN/m

∴ Ms = 45.827 kN·m/m Vs = 75.050 kN/m

3) 설계 단면력 집계

A. 계수하중 단면력 집계

| 구 분 | 단면 A | 단면 B | 단면 C |
|---|---|---|---|
| 모멘트(kN.m) | 40.933 | 74.607 | 79.425 |
| 전단력(kN) | 65.025 | 118.518 | 129.998 |

B. 사용하중 단면력 집계

| 구 분 | 단면 A | 단면 B | 단면 C |
|---|---|---|---|
| 모멘트(kN.m) | 23.185 | 42.993 | 45.827 |
| 전단력(kN) | 36.830 | 68.297 | 75.050 |

4) 단면 검토

A. 단면 A 검토

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 40.93 | kN-m | Vu | 65.03 | kN |
| fck | 27 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 500 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 420 | mm | dc | 80 | mm |

β1 = 0.85 Φf = 0.85 Φv = 0.75

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H13 | 125 | 1 | 1013.60 | O.K | |
| TOTAL | | | | 1013.60 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) : 17.666 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.06917 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d – a/2 )

= 0.85 x 1013.6 x 400 x ( 420 – 17.666 / 2 ) / 1000000

= 141.70 kN –m > Mu = 40.93 kN –m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0174 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d–a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 288.37 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (288.37 x 400 ) / (0.85 x 27 x 1000)

= 5.026 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.0020

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{27}$ / 400 = 0.00325

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 420 = 1470.00 $mm^2$

As2 = 4/3 x 288.37 = 384.49 $mm^2$

Asreq = 384.49 $mm^2$

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\, Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 420 / 1000$

$= 272.80$ kN $>$ Vu = 65.03 kN

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

Mo = 23.19 kN-m

$n = Es / Ec = 200000 / 27804 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00241$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.168$

j = 0.944

x = k x d = 70.56 mm

$fc = 2\,Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 23.185 \times 1000000 / ( 1000 \times 70.56 \times ( 420 - 70.56 / 3 ))$

= 1.658 MPa

$fs = Mo / (As\,(d - x/3))$

$= 23.185 \times 1000000 / ( 1013.6 \times ( 420 - 70.56 / 3 ))$

= 57.692 MPa

$fst = fs\,(h - dcmin - x)/(d - x)$

$= 57.692 \times ( 500 - 80 - 70.56 ) / ( 420 - 70.56 )$

= 57.692 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 1092.01 mm

여기서 Cc = 80 - 6.5 = 73.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 1092.01 mm ∴ O.K

B. 단면 B 검토

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 74.61 | kN-m | Vu | 118.52 | kN |
| fck | 27 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 500 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 420 | mm | dc | 80 | mm |

β1 = 0.85 Φf = 0.85 Φv = 0.75

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H13 | 125 | 1 | 1013.60 | O.K | |
| TOTAL | | | | 1013.60 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) : 17.666 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.06917 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d – a/2 )

= 0.85 x 1013.6 x 400 x ( 420 – 17.666 / 2 ) / 1000000

= 141.70 kN –m > Mu = 74.61 kN –m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0174 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d–a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 528.24 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (528.24 x 400 ) / (0.85 x 27 x 1000)

= 9.207 mm

puse = As / ( B x D ) = 0.0020

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{27}$ / 400 = 0.00325

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 420 = 1470.00 $mm^2$

As2 = 4/3 x 528.24 = 704.32 $mm^2$

Asreq = 704.32 $mm^2$

∴ puse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 420 / 1000$

$= 272.80\ kN > Vu = 118.52\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

$Mo = 42.99\ kN-m$

$n = Es / Ec = 200000 / 27804 = 7$

$\rho = As / (bd) = 0.00241$

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.168$

$j = 0.944$

$x = k \times d = 70.56\ mm$

$fc = 2\ Mo / (b \cdot x \cdot (d - x/3))$

$= 2 \times 42.993 \times 1000000 / ( 1000 \times 70.56 \times ( 420 - 70.56 / 3 ))$

$= 3.074\ MPa$

$fs = Mo / (As\ (d - x/3))$

$= 42.993 \times 1000000 / ( 1013.6 \times ( 420 - 70.56 / 3 ))$

$= 106.982\ MPa$

$fst = fs\ (h - dcmin - x\ )/(d-x)$

$= 106.982 \times ( 500 - 80 - 70.56 ) / ( 420 - 70.56 )$

$= 106.982\ MPa$

최외단철근 소요중심간격

$s = Min\ [375\ (210/fst) - 2.5Cc\ ,\ 300\ (210/fst) = 552.36\ mm$

여기서 $Cc = 80 - 6.5 = 73.5\ mm$

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 552.36 mm ∴ O.K

C. 단면 C 검토

① 검토 조건

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mu | 79.43 | kN-m | Vu | 130.00 | kN |
| fck | 27 | MPa | fy | 400 | MPa |
| H | 500 | mm | B | 1000 | mm |
| D | 420 | mm | dc | 80 | mm |

β1 = 0.85 Φf = 0.85 Φv = 0.75

② 휨모멘트 검토

** 휨강도 검토

| 단 위 | 직 경 | 간 격 | 단 수 | 철근면적 | 적 합 유 무 | 비 고 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| mm | H13 | 125 | 1 | 1013.60 | O.K | |
| TOTAL | | | | 1013.60 $mm^2$ | | |

a = (As x fy )/ (0.85 x fck x b) : 17.666 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.003 x (H – a/β1–dc_min) / (a/β1)

εt = 0.06917 > 0.004 (최소허용 인장변형률) ∴ O.K

인장지배구간 ===> Φf = 0.85 를 적용한다.

Φ Mn = Φ x As x fy x ( d – a/2 )

= 0.85 x 1013.6 x 400 x ( 420 – 17.666 / 2 ) / 1000000

= 141.70 kN –m > Mu = 79.43 kN –m ∴ O.K

** 사용철근비 검토

a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = 0.0174 As

As = Mu / (Φ x fy x ( d–a/2 ), 위의 a값을 As에 관해 대입하여 2차방정식을 풀면

= 562.76 $mm^2$

∴ a = (As x fy )/ (Φ x fck x b) = (562.76 x 400 ) / (0.85 x 27 x 1000)

= 9.808 mm

ρuse = As / ( B x D ) = 0.0020

ρmin = max (0.25√(fck)/fy , 1.4/fy = 0.0035

· 0.25 x $\sqrt{27}$ / 400 = 0.00325

· 1.4 / 400 = 0.0035

As1 = 0.0035 x 1000 x 420 = 1470.00 $mm^2$

As2 = 4/3 x 562.76 = 750.35 $mm^2$

Asreq = 750.35 $mm^2$

∴ ρuse < 4/3ρreq CASE이므로 O.K

③ 전단력 검토

$\Phi v\ Vc = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times B \times D$

$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 420 / 1000$

$= 272.80\ kN > Vu = 130.00\ kN$

∴ 전단철근이 필요없음.

④ 사용성 검토

Mo = 45.83 kN -m

n = Es / Ec = 200000 / 27804 = 7

ρ = As / (bd) = 0.00241

$k = -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.168$

j = 0.944

x = k x d = 70.56 mm

fc = 2 Mo / (b·x·(d-x/3))

= 2 x 45.827 x 1000000 / ( 1000 x 70.56 x ( 420 - 70.56 / 3 ))

= 3.276 MPa

fs = Mo / (As (d-x/3))

= 45.827 x 1000000 / ( 1013.6 x ( 420 - 70.56 / 3 ))

= 114.034 MPa

fst = fs (h - dcmin - x )/(d-x)

= 114.034 x ( 500 - 80 - 70.56 ) / ( 420 - 70.56 )

= 114.034 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 (210/fst) - 2.5Cc , 300 (210/fst) = 506.83 mm

여기서 Cc = 80 - 6.5 = 73.5 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125 mm < 506.83 mm ∴ O.K

5) 배력철근 검토

*[도로교 설계기준] p.113,252*

▷ 노출면에 양방향에 단위m당 300mm$^2$ 이상 배근한다.

• 배력 철근량 : = 300.0 mm$^2$

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : 0.0015hs (h는 부재의두께, s는 온도철근의 간격)

단, h가 1.2m를 초과하는 경우에는 h를 1.2m보다 크게 취할 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.002 × 500 × 125 = 93.750 mm$^2$

*[콘크리트 구조설계기준해설] p.108,109*

▷ 건조수축 및 온도철근 기준 : h는 부재의 두께, b는 부재의 폭

┌ 0.002hb – 철근의 설계기준강도가 400MPa이하

└ 0.002 x 400 / fy – 0.0035의 항복변형률에서 측정한 철근의 설계기준항복강도가 400MPa를 초과시

단, 어떤경우에도 0.0014hb이상이어야하고, 위에 요구된 온도철근의 단면적이 1800mm$^2$보다 클 필요는 없다.

• 배력 철근량 : 0.002 × 500 × 1000 = 1000.000 mm$^2$ ①

= 1800.000 mm$^2$ ②

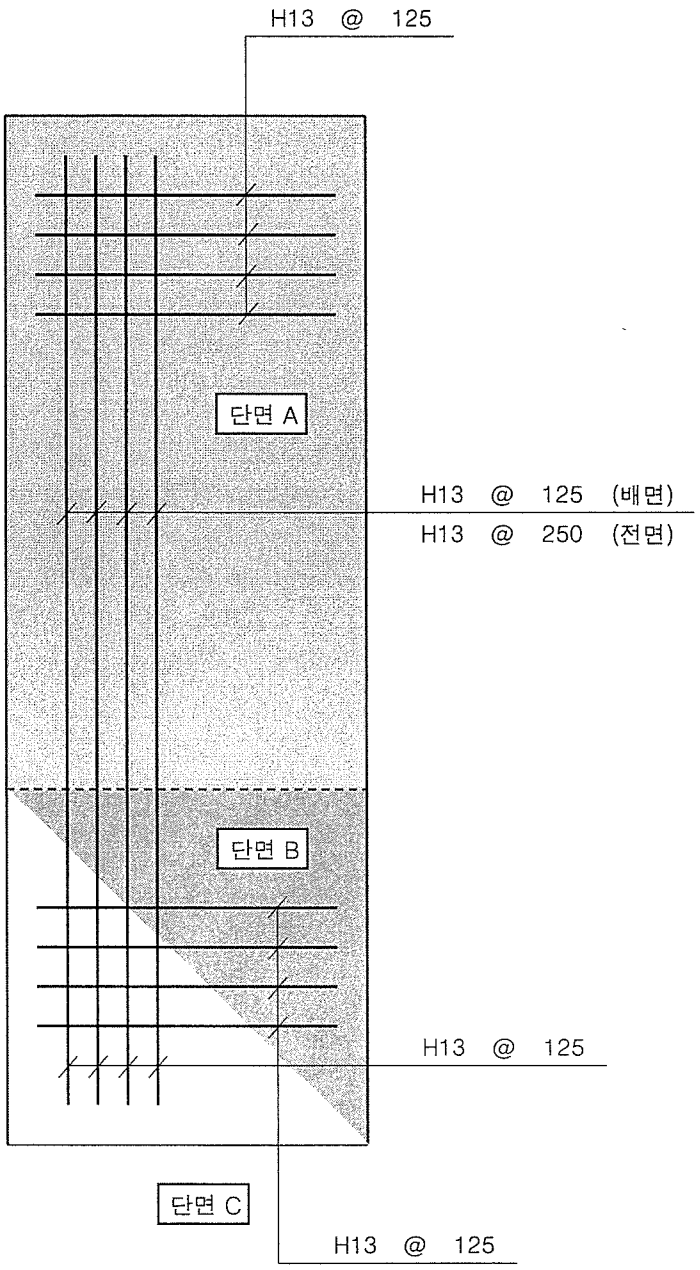
min (①,②) = 1000.000 mm$^2$

(As)use : H 13 @ 125 = 1013.600 mm$^2$ (배면)

H 13 @ 250 = 506.800 mm$^2$ (전면)

1520.400 mm$^2$ > 1000.000 mm$^2$ ☞ O.K

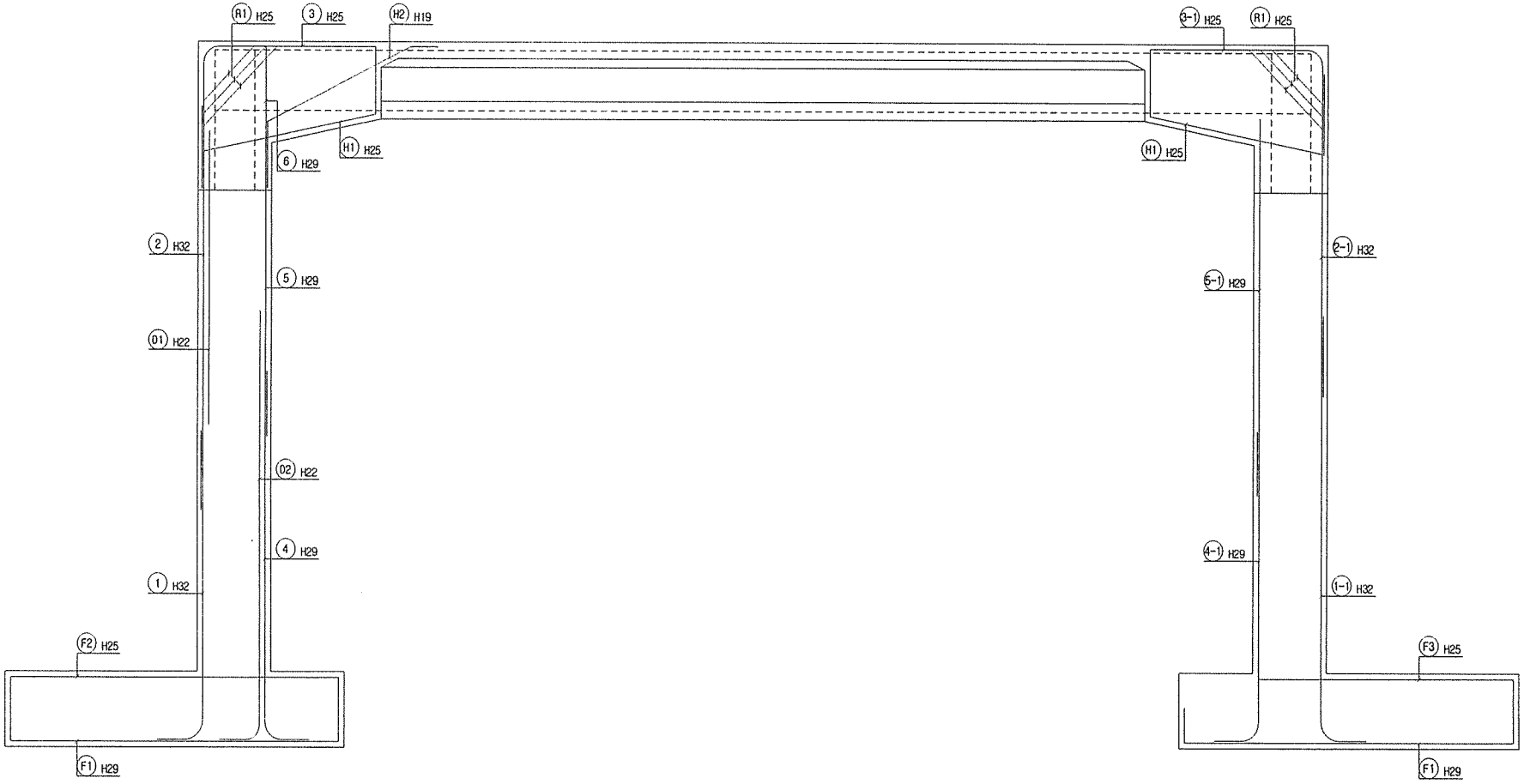
6) 주철근 조립도



# 14 . 주철근 조립도

① CYCLE C.T.C 250

② CYCLE C.T.C 250



# 15. SAP INPUT DATA

[상시해석]

- 합성전

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=21.346  Y=0  Z=0
  3  X=0  Y=0  Z=8.2
  4  X=21.346  Y=0  Z=8.2
  5  X=0  Y=0  Z=9.4
  6  X=21.346  Y=0  Z=9.4
  7  X=0  Y=0  Z=10.05
  8  X=.673  Y=0  Z=10.05
  9  X=2.673  Y=0  Z=10.05
  10  X=2.6731  Y=0  Z=10.05
  11  X=18.6729  Y=0  Z=10.05
  12  X=18.673  Y=0  Z=10.05
  13  X=20.673  Y=0  Z=10.05
  14  X=21.346  Y=0  Z=10.05

RESTRAINT
  ADD=1  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=2  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

PATTERN
  NAME=DEFAULT

MATERIAL
  NAME=CONC  IDES=C
    T=0  E=2.8E+07  U=.18  A=.00001
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.827099
    T=0  E=2.05E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3

FRAME SECTION
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=1.3 J=1 I=.1831,.1 AS=1,1
  NAME=WALL-1 MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=1.3885 J=1 I=.1879,.1
AS=1,1
  NAME=WALL-2 MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=.0885 J=1 I=.0048,.1
AS=1,1
  NAME=HUNCH1 MAT=CONC SH=R T=1.7,1 A=.1009 J=1 I=.0167,.1
AS=1,1
  NAME=HUNCH2 MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=.1009 J=1 I=.0167,.1
AS=1,1
  NAME=SLAB MAT=CONC SH=R T=.28,1 A=.2571 J=1 I=.0571,1
AS=.1,.1
  NAME=NONL1 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH1,HUNCH2 EIVAR=3,1 VL=1
  NAME=NONL2 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH2,HUNCH1 EIVAR=3,1 VL=1

FRAME
  1  J=1,3  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  2  J=2,4  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  3  J=3,5  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  4  J=4,6  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  5  J=5,7  SEC=WALL-2  NSEG=2  ANG=0
  6  J=6,14  SEC=WALL-2  NSEG=2  ANG=0
  7  J=7,8  SEC=HUNCH1  NSEG=2  ANG=0
  8  J=8,9  SEC=NONL1  NSEG=2  ANG=0
  9  J=9,10  SEC=SLAB  NSEG=2  ANG=0
  10  J=10,11  SEC=SLAB  NSEG=32  ANG=0
  11  J=11,12  SEC=SLAB  NSEG=2  ANG=0
  12  J=12,13  SEC=NONL2  NSEG=2  ANG=0
  13  J=13,14  SEC=HUNCH1  NSEG=2  ANG=0

LOAD
  NAME=LOAD1  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-31.85,-31.85
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-31.85,-31.85
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-32.906,-32.906
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-32.906,-32.906
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-32.906,-32.906
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-32.906,-32.906
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-1.204,-1.204
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-1.204,-1.204
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-4.13,-4.13
      ADD=10  RD=0,1  UZ=-4.13,-4.13
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-4.13,-4.13
      ADD=12  RD=0,1  UZ=-1.204,-1.204
      ADD=13  RD=0,1  UZ=-1.204,-1.204
  NAME=LOAD2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-9.507,-9.507
      ADD=10  RD=0,1  UZ=-9.507,-9.507
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-9.507,-9.507

COMBO
  NAME=UCOMB1
    LOAD=LOAD1  SF=1.35
    LOAD=LOAD2  SF=1.35
  NAME=SCOMB1
    LOAD=LOAD1  SF=1
    LOAD=LOAD2  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

- 합성후(외측)

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=21.346  Y=0  Z=0
  3  X=0  Y=0  Z=8.2
  4  X=21.346  Y=0  Z=8.2
  5  X=0  Y=0  Z=9.4
  6  X=21.346  Y=0  Z=9.4
  7  X=0  Y=0  Z=10.05
  8  X=.673  Y=0  Z=10.05
  9  X=2.673  Y=0  Z=10.05
  10  X=2.6731  Y=0  Z=10.05
  11  X=18.6729  Y=0  Z=10.05
  12  X=18.673  Y=0  Z=10.05
  13  X=20.673  Y=0  Z=10.05
  14  X=21.346  Y=0  Z=10.05

RESTRAINT
  ADD=1  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=2  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

PATTERN
  NAME=DEFAULT

MATERIAL
  NAME=CONC  IDES=C
    T=0  E=2.8E+07  U=.18  A=.00001
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.827099
    T=0  E=2.05E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3

FRAME SECTION
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=1.3 J=1 I=.1831,.1 AS=1,1
  NAME=WALL-1 MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=1.3885 J=1 I=.1879,.1
AS=1,1
  NAME=HUNCH1 MAT=CONC SH=R T=1.7,1 A=1.8009 J=1 I=.4265,.1
AS=1,1
  NAME=HUNCH2 MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=1.4009 J=1 I=.1998,.1
AS=1,1
  NAME=SLAB  MAT=CONC  SH=R  T=.28,1  A=.28  J=1  I=.1382,1
AS=.1,.1
  NAME=NONL1 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH1,HUNCH2 EIVAR=3,1 VL=1
  NAME=NONL2 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH2,HUNCH1 EIVAR=3,1 VL=1

FRAME
  1  J=1,3  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  2  J=2,4  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  3  J=3,5  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  4  J=4,6  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  5  J=5,7  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  6  J=6,14  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  7  J=7,8  SEC=HUNCH1  NSEG=2  ANG=0
  8  J=8,9  SEC=NONL1  NSEG=2  ANG=0
  9  J=9,10  SEC=SLAB  NSEG=2  ANG=0
  10  J=10,11  SEC=SLAB  NSEG=32  ANG=0
  11  J=11,12  SEC=SLAB  NSEG=2  ANG=0
  12  J=12,13  SEC=NONL2  NSEG=2  ANG=0
  13  J=13,14  SEC=HUNCH1  NSEG=2  ANG=0

LOAD
  NAME=LOAD1  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-53.619,-53.619
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-53.619,-43.819
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-11.969,-11.969
      ADD=10  RD=0,1  UZ=-11.969,-11.969
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-11.969,-11.969
      ADD=12  RD=0,1  UZ=-43.819,-53.619
      ADD=13  RD=0,1  UZ=-53.619,-53.619
  NAME=LOAD2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1  RD=0,1  UX=106.179,36.246
      ADD=2  RD=0,1  UX=-106.179,-36.246
      ADD=3  RD=0,1  UX=36.246,26.012
      ADD=4  RD=0,1  UX=-36.246,-26.012
      ADD=5  RD=0,1  UX=26.012,20.468
      ADD=6  RD=0,1  UX=-26.012,-20.468
  NAME=LOAD3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-.507,-.507
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-.507,-.507
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-.507,-.507
      ADD=10  RD=0,1  UZ=-.507,-.507
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-.507,-.507
      ADD=12  RD=0,1  UZ=-.507,-.507
      ADD=13  RD=0,1  UZ=-.507,-.507
  NAME=LOAD4  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=7  T=10
      ADD=8  T=10
      ADD=9  T=10
      ADD=10  T=10
      ADD=11  T=10
      ADD=12  T=10
      ADD=13  T=10
      ADD=7  T2=5
      ADD=8  T2=5
      ADD=9  T2=5
      ADD=10  T2=5
      ADD=11  T2=5
      ADD=12  T2=5
      ADD=13  T2=5
  NAME=LOAD5  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=7  T=-10
      ADD=8  T=-10
      ADD=9  T=-10
      ADD=10  T=-10
      ADD=11  T=-10
      ADD=12  T=-10
      ADD=13  T=-10
      ADD=7  T2=-5
      ADD=8  T2=-5
      ADD=9  T2=-5
      ADD=10  T2=-5
      ADD=11  T2=-5
      ADD=12  T2=-5
      ADD=13  T2=-5
  NAME=LOAD6  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=7  T=-12.5
      ADD=8  T=-12.5
      ADD=9  T=-12.5
      ADD=10  T=-12.5
      ADD=11  T=-12.5
      ADD=12  T=-12.5
      ADD=13  T=-12.5
  NAME=SETTLE1  CSYS=0
    TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT
      ADD=1  UZ=-.01
  NAME=SETTLE2  CSYS=0
```

```
  TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT
    ADD=2  UZ=-.01
NAME=LOAD7  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=7  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=8  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=8  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=9  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=9  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=10  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=10  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=11  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=11  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=12  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=12  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=13  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=13  RD=0,1  RY=29.64,29.64
NAME=LOAD7-1  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=7  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=8  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=8  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=9  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=9  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=10  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=10  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=11  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=11  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=12  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=12  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=13  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=13  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
NAME=LOAD8  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=7  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=8  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=8  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=9  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=9  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=10  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=10  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=11  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=11  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=12  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=12  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=13  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=13  RD=0,1  RY=1.159,1.159
NAME=LOAD8-1  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=7  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=8  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=8  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=9  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=9  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=10  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=10  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=11  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=11  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=12  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=12  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=13  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=13  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
NAME=MOVING1  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UZ=-14.557,-14.557
    ADD=8  RD=0,1  UZ=-14.557,-14.557
    ADD=9  RD=0,1  UZ=-14.557,-14.557
    ADD=10  RD=0,1  UZ=-14.557,-14.557
    ADD=11  RD=0,1  UZ=-14.557,-14.557
    ADD=12  RD=0,1  UZ=-14.557,-14.557
    ADD=13  RD=0,1  UZ=-14.557,-14.557

LANE
  NAME=LANE1
    PATH=7
    PATH=8
    PATH=9
    PATH=10
    PATH=11
    PATH=12
    PATH=13

VEHICLE
  NAME=KRL2012  TYPE=GEN
    P=220
    D=3,3  P=220

VEHICLE CLASS
  NAME=VECL1
    VEHI=KRL2012

BRIDGE RESPONSE
  ELEM=JOINT  TYPE=DISP
    ADD=*
  ELEM=JOINT  TYPE=SPRING
    ADD=*
  ELEM=JOINT  TYPE=REAC
    ADD=*
  ELEM=FRAME
    ADD=*

MOVING LOAD
  QUICK=0  CORR=Y  TOL=.0001
  NAME=MOVING2  RF=1.146
    CLASS=VECL1  LANE=*  SF=.159

COMBO
  NAME=SET  TYPE=ENVE
    LOAD=SETTLE1  SF=1
    LOAD=SETTLE2  SF=1
  NAME=MOVING
    LOAD=MOVING1  SF=1
    MOVE=MOVING2  SF=1
  NAME=LIVE
    LOAD=LOAD3  SF=1
    COMB=MOVING  SF=1
  NAME=SB  TYPE=ENVE
    LOAD=LOAD7  SF=1
    LOAD=LOAD7-1  SF=1
  NAME=LR  TYPE=ENVE
    LOAD=LOAD8  SF=1
    LOAD=LOAD8-1  SF=1
  NAME=UCOMB1
    LOAD=LOAD1  SF=1.35
    LOAD=LOAD2  SF=1.6
  NAME=UCOMB2
    LOAD=LOAD1  SF=1.35
    LOAD=LOAD2  SF=.6
  NAME=UCOMB3
    LOAD=LOAD1  SF=1.35
    LOAD=LOAD2  SF=1.6
    COMB=LIVE  SF=1.85
```

```
NAME=UCOMB4
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  COMB=LIVE  SF=1.85
NAME=UCOMB5
  LOAD=LOAD1  SF=1.6
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  COMB=LIVE  SF=1.6
NAME=UCOMB6
  LOAD=LOAD1  SF=1.6
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  COMB=LIVE  SF=1.6
NAME=UCOMB7
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB8
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB9
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
NAME=UCOMB10
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
NAME=UCOMB11
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
NAME=UCOMB12
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
NAME=UCOMB13
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
NAME=UCOMB14
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
NAME=UCOMB15
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
NAME=UCOMB16
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
NAME=UCOMB17
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB18
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB19
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB20
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=SCOMB1
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
NAME=SCOMB2
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
NAME=SCOMB3
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB4
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB5
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB6
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB7
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD4  SF=1
```

```
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB8
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB9
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB10
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB11
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB12
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB13
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB14
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB15
  LOAD=LOAD2  SF=1
NAME=SCOMB16
  LOAD=LOAD2  SF=.5
NAME=SCOMB17
  LOAD=LOAD2  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB18
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB19
  LOAD=LOAD2  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB20
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB21
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB22
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB23
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB24
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB25
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB26
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB27
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB28
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=UENEV  TYPE=ENVE
  COMB=UCOMB1  SF=1
  COMB=UCOMB2  SF=1
  COMB=UCOMB3  SF=1
  COMB=UCOMB4  SF=1
  COMB=UCOMB5  SF=1
  COMB=UCOMB6  SF=1
  COMB=UCOMB7  SF=1
```

```
    COMB=UCOMB8   SF=1
    COMB=UCOMB9   SF=1
    COMB=UCOMB10   SF=1
    COMB=UCOMB11   SF=1
    COMB=UCOMB12   SF=1
    COMB=UCOMB13   SF=1
    COMB=UCOMB14   SF=1
    COMB=UCOMB15   SF=1
    COMB=UCOMB16   SF=1
    COMB=UCOMB17   SF=1
    COMB=UCOMB18   SF=1
    COMB=UCOMB19   SF=1
    COMB=UCOMB20   SF=1
  NAME=SENEV   TYPE=ENVE
    COMB=SCOMB1   SF=1
    COMB=SCOMB2   SF=1
    COMB=SCOMB3   SF=1
    COMB=SCOMB4   SF=1
    COMB=SCOMB5   SF=1
    COMB=SCOMB6   SF=1
    COMB=SCOMB7   SF=1
    COMB=SCOMB8   SF=1
    COMB=SCOMB9   SF=1
    COMB=SCOMB10   SF=1
    COMB=SCOMB11   SF=1
    COMB=SCOMB12   SF=1
    COMB=SCOMB13   SF=1
    COMB=SCOMB14   SF=1
    COMB=SCOMB15   SF=1
    COMB=SCOMB16   SF=1
    COMB=SCOMB17   SF=1
    COMB=SCOMB18   SF=1
    COMB=SCOMB19   SF=1
    COMB=SCOMB20   SF=1
    COMB=SCOMB21   SF=1
    COMB=SCOMB22   SF=1
    COMB=SCOMB23   SF=1
    COMB=SCOMB24   SF=1
    COMB=SCOMB25   SF=1
    COMB=SCOMB26   SF=1
    COMB=SCOMB27   SF=1
    COMB=SCOMB28   SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

- 합성후(내측)

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=21.346  Y=0  Z=0
  3  X=0  Y=0  Z=8.2
  4  X=21.346  Y=0  Z=8.2
  5  X=0  Y=0  Z=9.4
  6  X=21.346  Y=0  Z=9.4
  7  X=0  Y=0  Z=10.05
  8  X=.673  Y=0  Z=10.05
  9  X=2.673  Y=0  Z=10.05
  10  X=2.6731  Y=0  Z=10.05
  11  X=18.6729  Y=0  Z=10.05
  12  X=18.673  Y=0  Z=10.05
  13  X=20.673  Y=0  Z=10.05
  14  X=21.346  Y=0  Z=10.05

RESTRAINT
  ADD=1  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=2  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

PATTERN
  NAME=DEFAULT

MATERIAL
  NAME=CONC  IDES=C
    T=0  E=2.8E+07  U=.18  A=.00001
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.827099
    T=0  E=2.05E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3

FRAME SECTION
  NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=1.3 J=1 I=.1831,.1 AS=1,1
  NAME=WALL-1 MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=1.3885 J=1 I=.1879,.1
AS=1,1
  NAME=HUNCH1 MAT=CONC SH=R T=1.7,1 A=1.8009 J=1 I=.4265,.1
AS=1,1
  NAME=HUNCH2 MAT=CONC SH=R T=1.3,1 A=1.4009 J=1 I=.1998,.1
AS=1,1
  NAME=SLAB  MAT=CONC  SH=R  T=.28,1  A=.28  J=1  I=.1382,1
AS=.1,.1
  NAME=NONL1 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH1,HUNCH2 EIVAR=3,1 VL=1
  NAME=NONL2 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH2,HUNCH1 EIVAR=3,1 VL=1

FRAME
  1  J=1,3  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  2  J=2,4  SEC=WALL  NSEG=2  ANG=0
  3  J=3,5  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  4  J=4,6  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  5  J=5,7  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  6  J=6,14  SEC=WALL-1  NSEG=2  ANG=0
  7  J=7,8  SEC=HUNCH1  NSEG=2  ANG=0
  8  J=8,9  SEC=NONL1  NSEG=2  ANG=0
  9  J=9,10  SEC=SLAB  NSEG=2  ANG=0
  10  J=10,11  SEC=SLAB  NSEG=32  ANG=0
  11  J=11,12  SEC=SLAB  NSEG=2  ANG=0
  12  J=12,13  SEC=NONL2  NSEG=2  ANG=0
  13  J=13,14  SEC=HUNCH1  NSEG=2  ANG=0

LOAD
  NAME=LOAD1  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-56.413,-56.413
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-56.413,-46.613
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-14.763,-14.763
      ADD=10  RD=0,1  UZ=-14.763,-14.763
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-14.763,-14.763
      ADD=12  RD=0,1  UZ=-46.613,-56.413
      ADD=13  RD=0,1  UZ=-56.413,-56.413
  NAME=LOAD2  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1  RD=0,1  UX=106.179,36.246
      ADD=2  RD=0,1  UX=-106.179,-36.246
      ADD=3  RD=0,1  UX=36.246,26.012
      ADD=4  RD=0,1  UX=-36.246,-26.012
      ADD=5  RD=0,1  UX=26.012,20.468
      ADD=6  RD=0,1  UX=-26.012,-20.468
  NAME=LOAD3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-.53,-.53
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-.53,-.53
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-.53,-.53
      ADD=10  RD=0,1  UZ=-.53,-.53
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-.53,-.53
      ADD=12  RD=0,1  UZ=-.53,-.53
      ADD=13  RD=0,1  UZ=-.53,-.53
  NAME=LOAD4  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=7  T=10
      ADD=8  T=10
      ADD=9  T=10
      ADD=10  T=10
      ADD=11  T=10
      ADD=12  T=10
      ADD=13  T=10
      ADD=7  T2=5
      ADD=8  T2=5
      ADD=9  T2=5
      ADD=10  T2=5
      ADD=11  T2=5
      ADD=12  T2=5
      ADD=13  T2=5
  NAME=LOAD5  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=7  T=-10
      ADD=8  T=-10
      ADD=9  T=-10
      ADD=10  T=-10
      ADD=11  T=-10
      ADD=12  T=-10
      ADD=13  T=-10
      ADD=7  T2=-5
      ADD=8  T2=-5
      ADD=9  T2=-5
      ADD=10  T2=-5
      ADD=11  T2=-5
      ADD=12  T2=-5
      ADD=13  T2=-5
  NAME=LOAD6  CSYS=0
    TYPE=TEMPERATURE  ELEM=FRAME
      ADD=7  T=-12.5
      ADD=8  T=-12.5
      ADD=9  T=-12.5
      ADD=10  T=-12.5
      ADD=11  T=-12.5
      ADD=12  T=-12.5
      ADD=13  T=-12.5
  NAME=SETTLE1  CSYS=0
    TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT
      ADD=1  UZ=-.01
  NAME=SETTLE2  CSYS=0
```

```
  TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT
    ADD=2  UZ=-.01
NAME=LOAD7  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=7  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=8  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=8  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=9  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=9  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=10  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=10  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=11  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=11  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=12  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=12  RD=0,1  RY=29.64,29.64
    ADD=13  RD=0,1  UX=9.386,9.386
    ADD=13  RD=0,1  RY=29.64,29.64
NAME=LOAD7-1  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=7  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=8  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=8  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=9  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=9  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=10  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=10  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=11  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=11  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=12  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=12  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
    ADD=13  RD=0,1  UX=-9.386,-9.386
    ADD=13  RD=0,1  RY=-29.64,-29.64
NAME=LOAD8  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=7  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=8  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=8  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=9  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=9  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=10  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=10  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=11  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=11  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=12  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=12  RD=0,1  RY=1.159,1.159
    ADD=13  RD=0,1  UX=.853,.853
    ADD=13  RD=0,1  RY=1.159,1.159
NAME=LOAD8-1  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=7  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=8  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=8  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=9  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=9  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=10  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=10  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=11  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=11  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=12  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=12  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
    ADD=13  RD=0,1  UX=-.853,-.853
    ADD=13  RD=0,1  RY=-1.159,-1.159
NAME=MOVING1  CSYS=0
  TYPE=DISTRIBUTED SPAN
    ADD=7  RD=0,1  UZ=-18.611,-18.611
    ADD=8  RD=0,1  UZ=-18.611,-18.611
    ADD=9  RD=0,1  UZ=-18.611,-18.611
    ADD=10  RD=0,1  UZ=-18.611,-18.611
    ADD=11  RD=0,1  UZ=-18.611,-18.611
    ADD=12  RD=0,1  UZ=-18.611,-18.611
    ADD=13  RD=0,1  UZ=-18.611,-18.611

LANE
  NAME=LANE1
    PATH=7
    PATH=8
    PATH=9
    PATH=10
    PATH=11
    PATH=12
    PATH=13

VEHICLE
  NAME=KRL2012  TYPE=GEN
    P=220
    D=3,3  P=220

VEHICLE CLASS
  NAME=VECL1
    VEHI=KRL2012

BRIDGE RESPONSE
  ELEM=JOINT  TYPE=DISP
    ADD=*
  ELEM=JOINT  TYPE=SPRING
    ADD=*
  ELEM=JOINT  TYPE=REAC
    ADD=*
  ELEM=FRAME
    ADD=*

MOVING LOAD
  QUICK=0  CORR=Y  TOL=.0001
  NAME=MOVING2  RF=1.146
    CLASS=VECL1  LANE=*  SF=.203

COMBO
  NAME=SET  TYPE=ENVE
    LOAD=SETTLE1  SF=1
    LOAD=SETTLE2  SF=1
  NAME=MOVING
    LOAD=MOVING1  SF=1
    MOVE=MOVING2  SF=1
  NAME=LIVE
    LOAD=LOAD3  SF=1
    COMB=MOVING  SF=1
  NAME=SB  TYPE=ENVE
    LOAD=LOAD7  SF=1
    LOAD=LOAD7-1  SF=1
  NAME=LR  TYPE=ENVE
    LOAD=LOAD8  SF=1
    LOAD=LOAD8-1  SF=1
  NAME=UCOMB1
    LOAD=LOAD1  SF=1.35
    LOAD=LOAD2  SF=1.6
  NAME=UCOMB2
    LOAD=LOAD1  SF=1.35
    LOAD=LOAD2  SF=.6
  NAME=UCOMB3
    LOAD=LOAD1  SF=1.35
    LOAD=LOAD2  SF=1.6
    COMB=LIVE  SF=1.85
```

```
NAME=UCOMB4
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  COMB=LIVE  SF=1.85
NAME=UCOMB5
  LOAD=LOAD1  SF=1.6
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  COMB=LIVE  SF=1.6
NAME=UCOMB6
  LOAD=LOAD1  SF=1.6
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  COMB=LIVE  SF=1.6
NAME=UCOMB7
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB8
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB9
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
NAME=UCOMB10
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
NAME=UCOMB11
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
NAME=UCOMB12
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
NAME=UCOMB13
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
NAME=UCOMB14
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
NAME=UCOMB15
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
NAME=UCOMB16
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
NAME=UCOMB17
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB18
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=1.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB19
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD4  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=UCOMB20
  LOAD=LOAD1  SF=1.35
  LOAD=LOAD2  SF=.6
  LOAD=LOAD5  SF=1.35
  LOAD=LOAD6  SF=1.35
  COMB=SET  SF=1.35
  COMB=LIVE  SF=1.4
  COMB=SB  SF=1.4
  COMB=LR  SF=1.4
NAME=SCOMB1
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
NAME=SCOMB2
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
NAME=SCOMB3
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB4
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB5
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB6
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB7
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD4  SF=1
```

```
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB8
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB9
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB10
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB11
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB12
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB13
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB14
  LOAD=LOAD1  SF=1
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB15
  LOAD=LOAD2  SF=1
NAME=SCOMB16
  LOAD=LOAD2  SF=.5
NAME=SCOMB17
  LOAD=LOAD2  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB18
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB19
  LOAD=LOAD2  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB20
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB21
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB22
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB23
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB24
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
NAME=SCOMB25
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB26
  LOAD=LOAD2  SF=1
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB27
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD4  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=SCOMB28
  LOAD=LOAD2  SF=.5
  LOAD=LOAD5  SF=1
  LOAD=LOAD6  SF=1
  COMB=SET  SF=1
  COMB=LIVE  SF=1
  COMB=SB  SF=1
  COMB=LR  SF=1
NAME=UENEV  TYPE=ENVE
  COMB=UCOMB1  SF=1
  COMB=UCOMB2  SF=1
  COMB=UCOMB3  SF=1
  COMB=UCOMB4  SF=1
  COMB=UCOMB5  SF=1
  COMB=UCOMB6  SF=1
  COMB=UCOMB7  SF=1
```

```
    COMB=UCOMB8   SF=1
    COMB=UCOMB9   SF=1
    COMB=UCOMB10   SF=1
    COMB=UCOMB11   SF=1
    COMB=UCOMB12   SF=1
    COMB=UCOMB13   SF=1
    COMB=UCOMB14   SF=1
    COMB=UCOMB15   SF=1
    COMB=UCOMB16   SF=1
    COMB=UCOMB17   SF=1
    COMB=UCOMB18   SF=1
    COMB=UCOMB19   SF=1
    COMB=UCOMB20   SF=1
  NAME=SENEV   TYPE=ENVE
    COMB=SCOMB1   SF=1
    COMB=SCOMB2   SF=1
    COMB=SCOMB3   SF=1
    COMB=SCOMB4   SF=1
    COMB=SCOMB5   SF=1
    COMB=SCOMB6   SF=1
    COMB=SCOMB7   SF=1
    COMB=SCOMB8   SF=1
    COMB=SCOMB9   SF=1
    COMB=SCOMB10   SF=1
    COMB=SCOMB11   SF=1
    COMB=SCOMB12   SF=1
    COMB=SCOMB13   SF=1
    COMB=SCOMB14   SF=1
    COMB=SCOMB15   SF=1
    COMB=SCOMB16   SF=1
    COMB=SCOMB17   SF=1
    COMB=SCOMB18   SF=1
    COMB=SCOMB19   SF=1
    COMB=SCOMB20   SF=1
    COMB=SCOMB21   SF=1
    COMB=SCOMB22   SF=1
    COMB=SCOMB23   SF=1
    COMB=SCOMB24   SF=1
    COMB=SCOMB25   SF=1
    COMB=SCOMB26   SF=1
    COMB=SCOMB27   SF=1
    COMB=SCOMB28   SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

[내진해석]

-시점에서 종점으로

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0  Y=0  Z=2.05
  3  X=0  Y=0  Z=4.1
  4  X=0  Y=0  Z=6.15
  5  X=0  Y=0  Z=8.2
  6  X=0  Y=0  Z=9.4
  7  X=21.346  Y=0  Z=0
  8  X=21.346  Y=0  Z=2.05
  9  X=21.346  Y=0  Z=4.1
  10  X=21.346  Y=0  Z=6.15
  11  X=21.346  Y=0  Z=8.2
  12  X=21.346  Y=0  Z=9.4
  13  X=0  Y=0  Z=10.05
  14  X=.673  Y=0  Z=10.05
  15  X=2.673  Y=0  Z=10.05
  16  X=2.6731  Y=0  Z=10.05
  17  X=18.6729  Y=0  Z=10.05
  18  X=18.673  Y=0  Z=10.05
  19  X=20.673  Y=0  Z=10.05
  20  X=21.346  Y=0  Z=10.05
  21  X=0  Y=0  Z=-.65
  22  X=21.346  Y=0  Z=-.65

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=7  U1=93808  R2=1605152
  ADD=8  U1=142449  R2=2437453
  ADD=9  U1=142449  R2=2437453
  ADD=10  U1=142449  R2=2437453
  ADD=11  U1=112917  R2=1932127
  ADD=12  U1=64276  R2=1099826
  ADD=20  U1=67750  R2=1159276
  ADD=21  U1=215071  U2=169162  U3=139861  R1=5652219
R2=4871371  R3=6749209
  ADD=22  U1=215071  U2=169162  U3=139861  R1=5652219
R2=4871371  R3=6749209

MATERIAL
  NAME=CONC  IDES=C
    T=0  E=2.8E+07  U=.18  A=.00001
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.827099
    T=0  E=2.05E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3

FRAME SECTION
  NAME=WALL  MAT=CONC  SH=R  T=1.3,10.9  A=14.17  J=1  I=1.996,.1
AS=1,1
  NAME=WALL-1  MAT=CONC  SH=R  T=1.3,10.9  A=15.134  J=1
I=2.048,.1 AS=1,1
  NAME=HUNCH1  MAT=CONC  SH=R  T=1.7,10.9  A=19.63  J=1.01
I=4.648,.1 AS=1,1
  NAME=HUNCH2  MAT=CONC  SH=R  T=1.3,10.9  A=15.27  J=1.01
I=2.178,.1 AS=1,1
  NAME=SLAB  MAT=CONC  SH=R  T=.28,10.9  A=7.159  J=1  I=1.507,1
AS=1,1
  NAME=NONL1 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH1,HUNCH2 EIVAR=3,1 VL=1
  NAME=NONL2 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH2,HUNCH1 EIVAR=3,1 VL=1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  2  J=2,3  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  3  J=3,4  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  4  J=4,5  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  5  J=5,6  SEC=WALL-1  NSEG=1  ANG=0
  6  J=6,13  SEC=WALL-1  NSEG=1  ANG=0
  7  J=7,8  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  8  J=8,9  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  9  J=9,10  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  10  J=10,11  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  11  J=11,12  SEC=WALL-1  NSEG=1  ANG=0
  12  J=12,20  SEC=WALL-1  NSEG=1  ANG=0
  13  J=13,14  SEC=HUNCH1  NSEG=1  ANG=0
  14  J=14,15  SEC=NONL1  NSEG=1  ANG=0
  15  J=15,16  SEC=SLAB  NSEG=1  ANG=0
  16  J=16,17  SEC=SLAB  NSEG=1  ANG=0
  17  J=17,18  SEC=SLAB  NSEG=1  ANG=0
  18  J=18,19  SEC=NONL2  NSEG=1  ANG=0
  19  J=19,20  SEC=HUNCH1  NSEG=1  ANG=0
  20  J=21,1  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  21  J=22,7  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0

LOAD
  NAME=LOAD1  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-358.677,-358.677
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-358.677,-358.677
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=10  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-358.677,-358.677
      ADD=12  RD=0,1  UZ=-358.677,-358.677
      ADD=13  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=14  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=15  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=16  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=17  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=18  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=19  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
  NAME=LOAD2  CSYS=0
    TYPE=CONCENTRATED SPAN
      ADD=3  RD=.9415  UX=1010.938
      ADD=2  RD=.6341  UX=2983.403
      ADD=20  RD=0  UZ=-3234.883
      ADD=21  RD=0  UZ=-3234.883
  NAME=LOAD3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1  RD=0,1  UX=53.463,53.463
      ADD=2  RD=0,1  UX=53.463,53.463
      ADD=3  RD=0,1  UX=53.463,53.463
      ADD=4  RD=0,1  UX=53.463,53.463
      ADD=5  RD=0,1  UX=55.236,55.236
      ADD=6  RD=0,1  UX=55.236,55.236
      ADD=7  RD=0,1  UX=53.463,53.463
      ADD=8  RD=0,1  UX=53.463,53.463
      ADD=9  RD=0,1  UX=53.463,53.463
      ADD=10  RD=0,1  UX=53.463,53.463
      ADD=11  RD=0,1  UX=55.236,55.236
      ADD=12  RD=0,1  UX=55.236,55.236
      ADD=13  RD=0,1  UX=176.228,176.228
```

```
      ADD=14  RD=0,1  UX=176.228,176.228
      ADD=15  RD=0,1  UX=176.228,176.228
      ADD=16  RD=0,1  UX=176.228,176.228
      ADD=17  RD=0,1  UX=176.228,176.228
      ADD=18  RD=0,1  UX=176.228,176.228
      ADD=19  RD=0,1  UX=176.228,176.228
  NAME=UNITLOAD  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=13  RD=0,1  UX=1,1
      ADD=14  RD=0,1  UX=1,1
      ADD=15  RD=0,1  UX=1,1
      ADD=16  RD=0,1  UX=1,1
      ADD=17  RD=0,1  UX=1,1
      ADD=18  RD=0,1  UX=1,1
      ADD=19  RD=0,1  UX=1,1

COMBO
  NAME=COMB
    LOAD=LOAD1  SF=1
    LOAD=LOAD2  SF=1
    LOAD=LOAD3  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

-종점에서 시점으로

```
SYSTEM
  DOF=UX,UZ,RY  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=0  Y=0  Z=0
  2  X=0  Y=0  Z=2.05
  3  X=0  Y=0  Z=4.1
  4  X=0  Y=0  Z=6.15
  5  X=0  Y=0  Z=8.2
  6  X=0  Y=0  Z=9.4
  7  X=21.346  Y=0  Z=0
  8  X=21.346  Y=0  Z=2.05
  9  X=21.346  Y=0  Z=4.1
  10  X=21.346  Y=0  Z=6.15
  11  X=21.346  Y=0  Z=8.2
  12  X=21.346  Y=0  Z=9.4
  13  X=0  Y=0  Z=10.05
  14  X=.673  Y=0  Z=10.05
  15  X=2.673  Y=0  Z=10.05
  16  X=2.6731  Y=0  Z=10.05
  17  X=18.6729  Y=0  Z=10.05
  18  X=18.673  Y=0  Z=10.05
  19  X=20.673  Y=0  Z=10.05
  20  X=21.346  Y=0  Z=10.05
  21  X=0  Y=0  Z=-.65
  22  X=21.346  Y=0  Z=-.65

PATTERN
  NAME=DEFAULT

SPRING
  ADD=1  U1=93808  R2=1605152
  ADD=2  U1=142449  R2=2437453
  ADD=3  U1=142449  R2=2437453
  ADD=4  U1=142449  R2=2437453
  ADD=5  U1=112917  R2=1932127
  ADD=6  U1=64276  R2=1099826
  ADD=13  U1=67750  R2=1159276
  ADD=21  U1=215071  U2=169162  U3=139861  R1=5652219
R2=4871371  R3=6749209
  ADD=22  U1=215071  U2=169162  U3=139861  R1=5652219
R2=4871371  R3=6749209

MATERIAL
  NAME=CONC  IDES=C
    T=0  E=2.793E+07  U=.18  A=.00001
  NAME=STEEL  IDES=S  M=7.827099
    T=0  E=2.1E+08  U=.3  A=.0000117  FY=248211.3

FRAME SECTION
  NAME=WALL  MAT=CONC  SH=R  T=1.3,10.9  A=14.17  J=1  I=1.996,.1
AS=1,1
  NAME=WALL-1  MAT=CONC  SH=R  T=1.3,10.9  A=15.134  J=1
I=2.048,.1 AS=1,1
  NAME=HUNCH1  MAT=CONC  SH=R  T=1.7,10.9  A=19.63  J=1.01
I=4.648,.1 AS=1,1
  NAME=HUNCH2  MAT=CONC  SH=R  T=1.3,10.9  A=15.27  J=1.01
I=2.178,.1 AS=1,1
  NAME=SLAB  MAT=CONC  SH=R  T=.28,10.9  A=7.159  J=1  I=1.507,1
AS=1,1
  NAME=NONL1 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH1,HUNCH2 EIVAR=3,1 VL=1
  NAME=NONL2 TYPE=NONPR
    SEC=HUNCH2,HUNCH1 EIVAR=3,1 VL=1

FRAME
  1  J=1,2  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  2  J=2,3  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  3  J=3,4  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  4  J=4,5  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  5  J=5,6  SEC=WALL-1  NSEG=1  ANG=0
  6  J=6,13  SEC=WALL-1  NSEG=1  ANG=0
  7  J=7,8  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  8  J=8,9  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  9  J=9,10  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  10  J=10,11  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  11  J=11,12  SEC=WALL-1  NSEG=1  ANG=0
  12  J=12,20  SEC=WALL-1  NSEG=1  ANG=0
  13  J=13,14  SEC=HUNCH1  NSEG=1  ANG=0
  14  J=14,15  SEC=NONL1  NSEG=1  ANG=0
  15  J=15,16  SEC=SLAB  NSEG=1  ANG=0
  16  J=16,17  SEC=SLAB  NSEG=1  ANG=0
  17  J=17,18  SEC=SLAB  NSEG=1  ANG=0
  18  J=18,19  SEC=NONL2  NSEG=1  ANG=0
  19  J=19,20  SEC=HUNCH1  NSEG=1  ANG=0
  20  J=21,1  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0
  21  J=22,7  SEC=WALL  NSEG=1  ANG=0

LOAD
  NAME=LOAD1  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=2  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=3  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=4  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=5  RD=0,1  UZ=-358.677,-358.677
      ADD=6  RD=0,1  UZ=-358.677,-358.677
      ADD=7  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=8  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=9  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=10  RD=0,1  UZ=-347.165,-347.165
      ADD=11  RD=0,1  UZ=-358.677,-358.677
      ADD=12  RD=0,1  UZ=-358.677,-358.677
      ADD=13  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=14  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=15  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=16  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=17  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=18  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
      ADD=19  RD=0,1  UZ=-329.382,-329.382
  NAME=LOAD2  CSYS=0
    TYPE=CONCENTRATED SPAN
      ADD=9  RD=.9415  UX=-1010.938
      ADD=8  RD=.6341  UX=-2983.403
      ADD=20  RD=0  UZ=-3234.883
      ADD=21  RD=0  UZ=-3234.883
  NAME=LOAD3  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=1  RD=0,1  UX=-53.463,-53.463
      ADD=2  RD=0,1  UX=-53.463,-53.463
      ADD=3  RD=0,1  UX=-53.463,-53.463
      ADD=4  RD=0,1  UX=-53.463,-53.463
      ADD=5  RD=0,1  UX=-55.236,-55.236
      ADD=6  RD=0,1  UX=-55.236,-55.236
      ADD=7  RD=0,1  UX=-53.463,-53.463
      ADD=8  RD=0,1  UX=-53.463,-53.463
      ADD=9  RD=0,1  UX=-53.463,-53.463
      ADD=10  RD=0,1  UX=-53.463,-53.463
      ADD=11  RD=0,1  UX=-55.236,-55.236
      ADD=12  RD=0,1  UX=-55.236,-55.236
      ADD=13  RD=0,1  UX=-357.811,-357.811
      ADD=14  RD=0,1  UX=-357.811,-357.811
      ADD=15  RD=0,1  UX=-357.811,-357.811
      ADD=16  RD=0,1  UX=-357.811,-357.811
```

```
      ADD=17  RD=0,1  UX=-357.811,-357.811
      ADD=18  RD=0,1  UX=-357.811,-357.811
      ADD=19  RD=0,1  UX=-357.811,-357.811
  NAME=UNITLOAD  CSYS=0
    TYPE=DISTRIBUTED SPAN
      ADD=13  RD=0,1  UX=-1,-1
      ADD=14  RD=0,1  UX=-1,-1
      ADD=15  RD=0,1  UX=-1,-1
      ADD=16  RD=0,1  UX=-1,-1
      ADD=17  RD=0,1  UX=-1,-1
      ADD=18  RD=0,1  UX=-1,-1
      ADD=19  RD=0,1  UX=-1,-1

COMBO
  NAME=COMB
    LOAD=LOAD1  SF=1
    LOAD=LOAD2  SF=1
    LOAD=LOAD3  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

# 16. SAP OUTPUT DATA

[상시해석]

- 합성전

■ 단 면 력

F R A M E  E L E M E N T  F O R C E S

| FRAME | LOAD | LOC | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | UCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -586.39 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -211.83 |
| | | 4.10 | -410.10 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 8.91 |
| | | 8.20 | -233.81 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 229.65 |
| 1 | SCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -434.36 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -156.91 |
| | | 4.10 | -303.78 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.60 |
| | | 8.20 | -173.19 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 170.11 |
| 2 | UCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -586.39 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 211.83 |
| | | 4.10 | -410.10 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -8.91 |
| | | 8.20 | -233.81 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -229.65 |
| 2 | SCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -434.36 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 156.91 |
| | | 4.10 | -303.78 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -6.60 |
| | | 8.20 | -173.19 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -170.11 |
| 3 | UCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -233.81 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 229.65 |
| | | 6.0E-01 | -207.15 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 261.96 |
| | | 1.20 | -180.50 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 294.26 |
| 3 | SCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -173.19 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 170.11 |
| | | 6.0E-01 | -153.45 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 194.04 |
| | | 1.20 | -133.70 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 217.97 |
| 4 | UCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -233.81 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -229.65 |
| | | 6.0E-01 | -207.15 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -261.96 |
| | | 1.20 | -180.50 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -294.26 |
| 4 | SCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -173.19 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -170.11 |
| | | 6.0E-01 | -153.45 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -194.04 |
| | | 1.20 | -133.70 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -217.97 |
| 5 | UCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -180.50 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 294.26 |
| | | 3.3E-01 | -166.06 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 311.76 |
| | | 6.5E-01 | -151.62 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 329.26 |
| 5 | SCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -133.70 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 217.97 |
| | | 3.3E-01 | -123.01 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 230.93 |
| | | 6.5E-01 | -112.31 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 243.89 |
| 6 | UCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -180.50 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -294.26 |
| | | 3.3E-01 | -166.06 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -311.76 |
| | | 6.5E-01 | -151.62 | 53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -329.26 |
| 6 | SCOMB1 | | | | | | | |
| | | 0.00 | -133.70 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -217.97 |
| | | 3.3E-01 | -123.01 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -230.93 |
| | | 6.5E-01 | -112.31 | 39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -243.89 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 7 | UCOMB1 | | | | | | |
| | 0.00 | -53.84 | -151.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -329.26 |
| | 3.4E-01 | -53.84 | -151.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -278.33 |
| | 6.7E-01 | -53.84 | -150.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -227.58 |
| 7 | SCOMB1 | | | | | | |
| | 0.00 | -39.88 | -112.31 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -243.89 |
| | 3.4E-01 | -39.88 | -111.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -206.17 |
| | 6.7E-01 | -39.88 | -111.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -168.58 |
| 8 | UCOMB1 | | | | | | |
| | 0.00 | -53.84 | -150.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -227.58 |
| | 1.00 | -53.84 | -148.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -77.86 |
| | 2.00 | -53.84 | -147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.23 |
| 8 | SCOMB1 | | | | | | |
| | 0.00 | -39.88 | -111.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -168.58 |
| | 1.00 | -39.88 | -110.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -57.68 |
| | 2.00 | -39.88 | -109.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.02 |
| 9 | UCOMB1 | | | | | | |
| | 0.00 | -53.84 | -147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.23 |
| | 5.0E-05 | -53.84 | -147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.23 |
| | 1.0E-04 | -53.84 | -147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.24 |
| 9 | SCOMB1 | | | | | | |
| | 0.00 | -39.88 | -109.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.02 |
| | 5.0E-05 | -39.88 | -109.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.03 |
| | 1.0E-04 | -39.88 | -109.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.03 |
| 10 | UCOMB1 | | | | | | |
| | 0.00 | -53.84 | -147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.24 |
| | 5.0E-01 | -53.84 | -138.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 141.58 |
| | 1.0E+00 | -53.84 | -128.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 208.31 |
| | 1.50 | -53.84 | -119.66 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 270.45 |
| | 2.00 | -53.84 | -110.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 327.98 |
| | 2.50 | -53.84 | -101.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 380.90 |
| | 3.00 | -53.84 | -92.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 429.23 |
| | 3.50 | -53.84 | -82.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 472.95 |
| | 4.00 | -53.84 | -73.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 512.07 |
| | 4.50 | -53.84 | -64.43 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 546.59 |
| | 5.00 | -53.84 | -55.23 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 576.50 |
| | 5.50 | -53.84 | -46.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 601.82 |
| | 6.00 | -53.84 | -36.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 622.53 |
| | 6.50 | -53.84 | -27.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 638.64 |
| | 7.00 | -53.84 | -18.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 650.14 |
| | 7.50 | -53.84 | -9.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 657.04 |
| | 8.00 | -53.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 659.35 |
| | 8.50 | -53.84 | 9.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 657.04 |
| | 9.00 | -53.84 | 18.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 650.14 |
| | 9.50 | -53.84 | 27.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 638.64 |
| | 10.00 | -53.84 | 36.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 622.53 |
| | 10.50 | -53.84 | 46.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 601.82 |
| | 11.00 | -53.84 | 55.23 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 576.50 |
| | 11.50 | -53.84 | 64.43 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 546.59 |
| | 12.00 | -53.84 | 73.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 512.07 |
| | 12.50 | -53.84 | 82.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 472.95 |
| | 13.00 | -53.84 | 92.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 429.23 |
| | 13.50 | -53.84 | 101.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 380.90 |
| | 14.00 | -53.84 | 110.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 327.98 |
| | 14.50 | -53.84 | 119.66 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 270.45 |
| | 15.00 | -53.84 | 128.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 208.31 |
| | 15.50 | -53.84 | 138.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 141.58 |
| | 16.00 | -53.84 | 147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.24 |
| 10 | SCOMB1 | | | | | | |
| | 0.00 | -39.88 | -109.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.03 |
| | 5.0E-01 | -39.88 | -102.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 104.87 |
| | 1.0E+00 | -39.88 | -95.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 154.31 |
| | 1.50 | -39.88 | -88.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 200.33 |
| | 2.00 | -39.88 | -81.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 242.94 |
| | 2.50 | -39.88 | -75.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 282.15 |
| | 3.00 | -39.88 | -68.18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 317.95 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.50 | -39.88 | -61.37 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 350.33 |
| 4.00 | -39.88 | -54.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 379.31 |
| 4.50 | -39.88 | -47.73 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 404.88 |
| 5.00 | -39.88 | -40.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 427.04 |
| 5.50 | -39.88 | -34.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 445.79 |
| 6.00 | -39.88 | -27.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 461.13 |
| 6.50 | -39.88 | -20.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.06 |
| 7.00 | -39.88 | -13.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 481.59 |
| 7.50 | -39.88 | -6.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 486.70 |
| 8.00 | -39.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 488.40 |
| 8.50 | -39.88 | 6.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 486.70 |
| 9.00 | -39.88 | 13.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 481.59 |
| 9.50 | -39.88 | 20.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.06 |
| 10.00 | -39.88 | 27.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 461.13 |
| 10.50 | -39.88 | 34.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 445.79 |
| 11.00 | -39.88 | 40.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 427.04 |
| 11.50 | -39.88 | 47.73 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 404.88 |
| 12.00 | -39.88 | 54.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 379.31 |
| 12.50 | -39.88 | 61.37 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 350.33 |
| 13.00 | -39.88 | 68.18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 317.95 |
| 13.50 | -39.88 | 75.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 282.15 |
| 14.00 | -39.88 | 81.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 242.94 |
| 14.50 | -39.88 | 88.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 200.33 |
| 15.00 | -39.88 | 95.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 154.31 |
| 15.50 | -39.88 | 102.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 104.87 |
| 16.00 | -39.88 | 109.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.03 |
| 11 UCOMB1 | | | | | | |
| 0.00 | -53.84 | 147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.24 |
| 5.0E-05 | -53.84 | 147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.23 |
| 1.0E-04 | -53.84 | 147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.23 |
| 11 SCOMB1 | | | | | | |
| 0.00 | -39.88 | 109.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.03 |
| 5.0E-05 | -39.88 | 109.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.03 |
| 1.0E-04 | -39.88 | 109.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.02 |
| 12 UCOMB1 | | | | | | |
| 0.00 | -53.84 | 147.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 70.23 |
| 1.00 | -53.84 | 148.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -77.86 |
| 2.00 | -53.84 | 150.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -227.58 |
| 12 SCOMB1 | | | | | | |
| 0.00 | -39.88 | 109.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 52.02 |
| 1.00 | -39.88 | 110.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -57.68 |
| 2.00 | -39.88 | 111.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -168.58 |
| 13 UCOMB1 | | | | | | |
| 0.00 | -53.84 | 150.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -227.58 |
| 3.4E-01 | -53.84 | 151.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -278.33 |
| 6.7E-01 | -53.84 | 151.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -329.26 |
| 13 SCOMB1 | | | | | | |
| 0.00 | -39.88 | 111.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -168.58 |
| 3.4E-01 | -39.88 | 111.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -206.17 |
| 6.7E-01 | -39.88 | 112.31 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -243.89 |

■ 반력

J O I N T  R E A C T I O N S

| JOINT | LOAD | F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | UCOMB1 | 53.8394 | 0.0000 | 586.3865 | 0.0000 | 211.8280 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB1 | 39.8810 | 0.0000 | 434.3604 | 0.0000 | 156.9096 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB1 | -53.8394 | 0.0000 | 586.3865 | 0.0000 | -211.8280 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB1 | -39.8810 | 0.0000 | 434.3604 | 0.0000 | -156.9096 | 0.0000 |

- 합성후

■ 단 면 력 (외측)

F R A M E  E L E M E N T  F O R C E S

| FRAME | LOAD | LOC | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | LIVE MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -237.75 |
| | | 4.10 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 116.09 |
| | | 8.20 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 529.93 |
| 1 | LIVE MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -336.05 |
| | | 4.10 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 63.75 |
| | | 8.20 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 381.36 |
| 1 | UENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -286.96 | 724.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2314.01 |
| | | 4.10 | -286.96 | 142.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 968.97 |
| | | 8.20 | -286.96 | -90.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1802.58 |
| 1 | UENEV MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -758.85 | -120.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1646.64 |
| | | 4.10 | -758.85 | -338.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1019.28 |
| | | 8.20 | -758.85 | -590.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -222.75 |
| 1 | SENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | 0.00 | 523.97 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1781.34 |
| | | 4.10 | 0.00 | 160.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 688.10 |
| | | 8.20 | 0.00 | -8.563E-02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1296.99 |
| 1 | SENEV MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -550.82 | -55.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1136.05 |
| | | 4.10 | -550.82 | -237.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -765.47 |
| | | 8.20 | -550.82 | -407.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -323.63 |
| 2 | LIVE MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 336.05 |
| | | 4.10 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -63.75 |
| | | 8.20 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -381.36 |
| 2 | LIVE MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 237.75 |
| | | 4.10 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -116.09 |
| | | 8.20 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -529.93 |
| 2 | UENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -286.96 | 120.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1646.64 |
| | | 4.10 | -286.96 | 338.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1019.28 |
| | | 8.20 | -286.96 | 590.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 222.75 |
| 2 | UENEV MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -758.85 | -724.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2314.01 |
| | | 4.10 | -758.85 | -142.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -968.97 |
| | | 8.20 | -758.85 | 90.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1802.58 |
| 2 | SENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | 0.00 | 55.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1136.05 |
| | | 4.10 | 0.00 | 237.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 765.47 |
| | | 8.20 | 0.00 | 407.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 323.63 |
| 2 | SENEV MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -550.82 | -523.97 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1781.34 |
| | | 4.10 | -550.82 | -160.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -688.10 |
| | | 8.20 | -550.82 | 8.563E-02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1296.99 |
| 3 | LIVE MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 529.93 |
| | | 6.0E-01 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 591.45 |
| | | 1.20 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 652.98 |
| 3 | LIVE MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 381.36 |
| | | 6.0E-01 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 426.69 |
| | | 1.20 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 472.02 |
| 3 | UENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -286.96 | -90.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1802.58 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 6.0E-01 | -286.96 | -102.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2066.86 |
| | 1.20 | -286.96 | -112.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2337.87 |
| 3 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -758.85 | -590.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -222.75 |
| | 6.0E-01 | -758.85 | -623.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -39.84 |
| | 1.20 | -758.85 | -650.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 161.01 |
| 3 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | 0.00 | -8.563E-02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1296.99 |
| | 6.0E-01 | 0.00 | -10.19 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1492.39 |
| | 1.20 | 0.00 | -18.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1693.39 |
| 3 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -550.82 | -407.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -323.63 |
| | 6.0E-01 | -550.82 | -427.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -267.74 |
| | 1.20 | -550.82 | -444.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -200.64 |
| | | | | | | | |
| 4 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -381.36 |
| | 6.0E-01 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -426.69 |
| | 1.20 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -472.02 |
| 4 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -529.93 |
| | 6.0E-01 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -591.45 |
| | 1.20 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -652.98 |
| 4 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -286.96 | 590.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 222.75 |
| | 6.0E-01 | -286.96 | 623.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 39.84 |
| | 1.20 | -286.96 | 650.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -161.01 |
| 4 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -758.85 | 90.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1802.58 |
| | 6.0E-01 | -758.85 | 102.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2066.86 |
| | 1.20 | -758.85 | 112.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2337.87 |
| 4 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | 0.00 | 407.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 323.63 |
| | 6.0E-01 | 0.00 | 427.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 267.74 |
| | 1.20 | 0.00 | 444.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 200.64 |
| 4 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -550.82 | 8.563E-02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1296.99 |
| | 6.0E-01 | -550.82 | 10.19 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1492.39 |
| | 1.20 | -550.82 | 18.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1693.39 |
| | | | | | | | |
| 5 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 652.98 |
| | 3.3E-01 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 686.43 |
| | 6.5E-01 | -160.78 | -75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 719.90 |
| 5 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 472.02 |
| | 3.3E-01 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 496.57 |
| | 6.5E-01 | -236.40 | -103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 521.12 |
| 5 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -286.96 | -112.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2337.87 |
| | 3.3E-01 | -286.96 | -117.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2504.77 |
| | 6.5E-01 | -286.96 | -121.96 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2710.51 |
| 5 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -758.85 | -650.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 161.01 |
| | 3.3E-01 | -758.85 | -663.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 258.73 |
| | 6.5E-01 | -758.85 | -674.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 323.04 |
| 5 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | 0.00 | -18.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1693.39 |
| | 3.3E-01 | 0.00 | -22.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1813.16 |
| | 6.5E-01 | 0.00 | -26.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1952.85 |
| 5 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -550.82 | -444.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -200.64 |
| | 3.3E-01 | -550.82 | -452.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -169.03 |
| | 6.5E-01 | -550.82 | -459.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -153.63 |
| | | | | | | | |
| 6 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -472.02 |
| | 3.3E-01 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -496.57 |
| | 6.5E-01 | -160.78 | 103.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -521.12 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -652.98 |
| | 3.3E-01 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -686.43 |
| | 6.5E-01 | -236.40 | 75.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -719.90 |
| 6 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -286.96 | 650.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -161.01 |
| | 3.3E-01 | -286.96 | 663.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -258.73 |
| | 6.5E-01 | -286.96 | 674.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -323.04 |
| 6 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -758.85 | 112.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2337.87 |
| | 3.3E-01 | -758.85 | 117.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2504.77 |
| | 6.5E-01 | -758.85 | 121.96 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2710.51 |
| 6 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | 0.00 | 444.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 200.64 |
| | 3.3E-01 | 0.00 | 452.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 169.03 |
| | 6.5E-01 | 0.00 | 459.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 153.63 |
| 6 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -550.82 | 18.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1693.39 |
| | 3.3E-01 | -550.82 | 22.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1813.16 |
| | 6.5E-01 | -550.82 | 26.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1952.85 |
| | | | | | | | |
| 7 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -75.55 | -160.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -521.12 |
| | 3.4E-01 | -75.55 | -155.22 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -461.72 |
| | 6.7E-01 | -75.55 | -149.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -404.21 |
| 7 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -103.58 | -236.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -719.90 |
| | 3.4E-01 | -103.58 | -230.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -650.98 |
| | 6.7E-01 | -103.58 | -224.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -584.45 |
| 7 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -121.96 | -286.96 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -323.04 |
| | 3.4E-01 | -126.78 | -262.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -230.58 |
| | 6.7E-01 | -131.61 | -238.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -146.32 |
| 7 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -674.61 | -758.85 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2710.51 |
| | 3.4E-01 | -669.78 | -725.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2488.64 |
| | 6.7E-01 | -664.96 | -692.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2278.32 |
| 7 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -26.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 153.63 |
| | 3.4E-01 | -29.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 194.75 |
| | 6.7E-01 | -33.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 233.97 |
| 7 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -459.93 | -550.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1952.85 |
| | 3.4E-01 | -456.48 | -526.66 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1791.52 |
| | 6.7E-01 | -453.04 | -502.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1638.66 |
| | | | | | | | |
| 8 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -75.55 | -149.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -404.21 |
| | 1.00 | -75.55 | -133.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -244.49 |
| | 2.00 | -75.55 | -116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.35 |
| 8 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -103.58 | -224.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -584.45 |
| | 1.00 | -103.58 | -205.79 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -399.80 |
| | 2.00 | -103.58 | -187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.75 |
| 8 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -131.61 | -238.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -146.32 |
| | 1.00 | -145.94 | -169.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 188.69 |
| | 2.00 | -160.28 | -106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.78 |
| 8 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -664.96 | -692.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2278.32 |
| | 1.00 | -650.62 | -598.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1718.85 |
| | 2.00 | -636.29 | -509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.98 |
| 8 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -33.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 233.97 |
| | 1.00 | -43.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 339.34 |
| | 2.00 | -53.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.13 |
| 8 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -453.04 | -502.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1638.66 |
| | 1.00 | -442.80 | -432.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1232.47 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.00 | -432.56 | -368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.59 |
| 9 LIVE MAX | | | | | | |
| 0.00 | -75.55 | -116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.35 |
| 5.0E-05 | -75.55 | -116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.35 |
| 1.0E-04 | -75.55 | -116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.34 |
| 9 LIVE MIN | | | | | | |
| 0.00 | -103.58 | -187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.75 |
| 5.0E-05 | -103.58 | -187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.74 |
| 1.0E-04 | -103.58 | -187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.73 |
| 9 UENEV MAX | | | | | | |
| 0.00 | -160.28 | -106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.78 |
| 5.0E-05 | -160.28 | -106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.79 |
| 1.0E-04 | -160.28 | -106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.80 |
| 9 UENEV MIN | | | | | | |
| 0.00 | -636.29 | -509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.98 |
| 5.0E-05 | -636.29 | -509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.96 |
| 1.0E-04 | -636.29 | -509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.94 |
| 9 SENEV MAX | | | | | | |
| 0.00 | -53.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.13 |
| 5.0E-05 | -53.69 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.14 |
| 1.0E-04 | -53.69 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.14 |
| 9 SENEV MIN | | | | | | |
| 0.00 | -432.56 | -368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.59 |
| 5.0E-05 | -432.56 | -368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.58 |
| 1.0E-04 | -432.56 | -368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.56 |
| 10 LIVE MAX | | | | | | |
| 0.00 | -75.55 | -116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.34 |
| 5.0E-01 | -75.55 | -107.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -32.99 |
| 1.0E+00 | -75.55 | -98.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 35.60 |
| 1.50 | -75.55 | -89.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 101.01 |
| 2.00 | -75.55 | -80.42 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 161.94 |
| 2.50 | -75.55 | -71.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 218.24 |
| 3.00 | -75.55 | -61.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 269.83 |
| 3.50 | -75.55 | -52.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 316.63 |
| 4.00 | -75.55 | -43.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 358.59 |
| 4.50 | -75.55 | -33.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 395.64 |
| 5.00 | -75.55 | -24.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 427.74 |
| 5.50 | -75.55 | -14.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 454.86 |
| 6.00 | -75.55 | -5.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 476.97 |
| 6.50 | -75.55 | 4.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 494.05 |
| 7.00 | -75.55 | 14.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 506.08 |
| 7.50 | -75.55 | 23.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 513.07 |
| 8.00 | -75.55 | 33.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 515.02 |
| 8.50 | -75.55 | 43.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 513.07 |
| 9.00 | -75.55 | 52.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 506.08 |
| 9.50 | -75.55 | 62.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 494.05 |
| 10.00 | -75.55 | 72.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 476.97 |
| 10.50 | -75.55 | 82.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 454.86 |
| 11.00 | -75.55 | 91.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 427.74 |
| 11.50 | -75.55 | 101.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 395.64 |
| 12.00 | -75.55 | 111.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 358.59 |
| 12.50 | -75.55 | 120.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 316.63 |
| 13.00 | -75.55 | 130.36 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 269.83 |
| 13.50 | -75.55 | 139.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 218.24 |
| 14.00 | -75.55 | 149.49 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 161.94 |
| 14.50 | -75.55 | 159.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 101.01 |
| 15.00 | -75.55 | 168.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 35.60 |
| 15.50 | -75.55 | 177.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -32.99 |
| 16.00 | -75.55 | 187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.34 |
| 10 LIVE MIN | | | | | | |
| 0.00 | -103.58 | -187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.73 |
| 5.0E-01 | -103.58 | -177.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -161.45 |
| 1.0E+00 | -103.58 | -168.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -92.56 |
| 1.50 | -103.58 | -159.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -28.83 |
| 2.00 | -103.58 | -149.49 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 29.44 |
| 2.50 | -103.58 | -139.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 82.59 |
| 3.00 | -103.58 | -130.36 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 130.38 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.50 | -103.58 | -120.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 173.12 |
| 4.00 | -103.58 | -111.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 210.40 |
| 4.50 | -103.58 | -101.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 242.39 |
| 5.00 | -103.58 | -91.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 268.48 |
| 5.50 | -103.58 | -82.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 289.55 |
| 6.00 | -103.58 | -72.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 306.51 |
| 6.50 | -103.58 | -62.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 319.70 |
| 7.00 | -103.58 | -52.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 329.12 |
| 7.50 | -103.58 | -43.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 334.79 |
| 8.00 | -103.58 | -33.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 336.67 |
| 8.50 | -103.58 | -23.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 334.79 |
| 9.00 | -103.58 | -14.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 329.12 |
| 9.50 | -103.58 | -4.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 319.70 |
| 10.00 | -103.58 | 5.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 306.51 |
| 10.50 | -103.58 | 14.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 289.55 |
| 11.00 | -103.58 | 24.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 268.48 |
| 11.50 | -103.58 | 33.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 242.39 |
| 12.00 | -103.58 | 43.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 210.40 |
| 12.50 | -103.58 | 52.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 173.12 |
| 13.00 | -103.58 | 61.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 130.38 |
| 13.50 | -103.58 | 71.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 82.59 |
| 14.00 | -103.58 | 80.42 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 29.44 |
| 14.50 | -103.58 | 89.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -28.83 |
| 15.00 | -103.58 | 98.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -92.56 |
| 15.50 | -103.58 | 107.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -161.45 |
| 16.00 | -103.58 | 116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.73 |
| 10 UENEV MAX | | | | | | |
| 0.00 | -160.28 | -106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.80 |
| 5.0E-01 | -167.44 | -98.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 594.48 |
| 1.0E+00 | -169.18 | -90.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 711.45 |
| 1.50 | -169.18 | -82.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 819.93 |
| 2.00 | -169.18 | -74.38 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 918.11 |
| 2.50 | -169.18 | -66.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1005.76 |
| 3.00 | -169.18 | -49.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1082.77 |
| 3.50 | -169.18 | -27.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1149.05 |
| 4.00 | -169.18 | -6.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1204.50 |
| 4.50 | -169.18 | 14.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1249.04 |
| 5.00 | -169.18 | 36.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1282.62 |
| 5.50 | -169.18 | 57.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1305.18 |
| 6.00 | -169.18 | 79.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1316.69 |
| 6.50 | -169.18 | 100.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1317.11 |
| 7.00 | -169.18 | 122.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1306.43 |
| 7.50 | -169.18 | 143.77 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1301.20 |
| 8.00 | -169.18 | 165.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1306.82 |
| 8.50 | -169.18 | 187.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1301.20 |
| 9.00 | -169.18 | 208.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1306.43 |
| 9.50 | -169.18 | 230.36 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1317.11 |
| 10.00 | -169.18 | 252.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1316.69 |
| 10.50 | -169.18 | 273.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1305.18 |
| 11.00 | -169.18 | 295.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1282.62 |
| 11.50 | -169.18 | 316.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1249.04 |
| 12.00 | -169.18 | 338.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1204.50 |
| 12.50 | -169.18 | 360.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1149.05 |
| 13.00 | -169.18 | 381.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1082.77 |
| 13.50 | -169.18 | 403.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1005.76 |
| 14.00 | -169.18 | 424.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 918.11 |
| 14.50 | -169.18 | 446.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 819.93 |
| 15.00 | -169.18 | 467.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 711.45 |
| 15.50 | -167.44 | 488.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 594.48 |
| 16.00 | -160.28 | 509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.80 |
| 10 UENEV MIN | | | | | | |
| 0.00 | -636.29 | -509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.94 |
| 5.0E-01 | -629.12 | -488.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1049.70 |
| 1.0E+00 | -621.95 | -467.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -857.06 |
| 1.50 | -614.79 | -446.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -675.68 |
| 2.00 | -607.62 | -424.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -505.99 |
| 2.50 | -600.45 | -403.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -347.51 |
| 3.00 | -593.29 | -381.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -200.57 |
| 3.50 | -586.12 | -360.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -70.03 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.00 | -578.95 | -338.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -24.41 |
| 4.50 | -571.78 | -316.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 17.17 |
| 5.00 | -568.22 | -295.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 54.71 |
| 5.50 | -568.22 | -273.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 88.21 |
| 6.00 | -568.22 | -252.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 117.67 |
| 6.50 | -568.22 | -230.36 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 143.09 |
| 7.00 | -568.22 | -208.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 164.47 |
| 7.50 | -568.22 | -187.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 181.81 |
| 8.00 | -568.22 | -165.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 195.12 |
| 8.50 | -568.22 | -143.77 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 181.81 |
| 9.00 | -568.22 | -122.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 164.47 |
| 9.50 | -568.22 | -100.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 143.09 |
| 10.00 | -568.22 | -79.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 117.67 |
| 10.50 | -568.22 | -57.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 88.21 |
| 11.00 | -568.22 | -36.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 54.71 |
| 11.50 | -571.78 | -14.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 17.17 |
| 12.00 | -578.95 | 6.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -24.41 |
| 12.50 | -586.12 | 27.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -70.03 |
| 13.00 | -593.29 | 49.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -200.57 |
| 13.50 | -600.45 | 66.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -347.51 |
| 14.00 | -607.62 | 74.38 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -505.99 |
| 14.50 | -614.79 | 82.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -675.68 |
| 15.00 | -621.95 | 90.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -857.06 |
| 15.50 | -629.12 | 98.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1049.70 |
| 16.00 | -636.29 | 106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.94 |
| 10 SENEV MAX | | | | | | |
| 0.00 | -53.69 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.14 |
| 5.0E-01 | -58.81 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 469.32 |
| 1.0E+00 | -63.92 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 511.91 |
| 1.50 | -69.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 590.54 |
| 2.00 | -74.16 | 4.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 661.70 |
| 2.50 | -79.28 | 13.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 725.24 |
| 3.00 | -84.40 | 23.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 781.07 |
| 3.50 | -86.12 | 32.63 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 829.13 |
| 4.00 | -86.12 | 42.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 869.34 |
| 4.50 | -86.12 | 51.51 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 901.67 |
| 5.00 | -86.12 | 61.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 926.05 |
| 5.50 | -86.12 | 70.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 942.45 |
| 6.00 | -86.12 | 80.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 950.85 |
| 6.50 | -86.12 | 89.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 951.23 |
| 7.00 | -86.12 | 99.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 943.57 |
| 7.50 | -86.12 | 109.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 927.87 |
| 8.00 | -86.12 | 118.73 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 904.15 |
| 8.50 | -86.12 | 134.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 927.87 |
| 9.00 | -86.12 | 150.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 943.57 |
| 9.50 | -86.12 | 165.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 951.23 |
| 10.00 | -86.12 | 181.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 950.85 |
| 10.50 | -86.12 | 197.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 942.45 |
| 11.00 | -86.12 | 212.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 926.05 |
| 11.50 | -86.12 | 228.49 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 901.67 |
| 12.00 | -86.12 | ,244.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 869.34 |
| 12.50 | -86.12 | 259.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 829.13 |
| 13.00 | -84.40 | 275.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 781.07 |
| 13.50 | -79.28 | 290.92 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 725.24 |
| 14.00 | -74.16 | 306.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 661.70 |
| 14.50 | -69.04 | 321.94 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 590.54 |
| 15.00 | -63.92 | 337.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 511.91 |
| 15.50 | -58.81 | 352.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 469.32 |
| 16.00 | -53.69 | 368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.14 |
| 10 SENEV MIN | | | | | | |
| 0.00 | -432.56 | -368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.56 |
| 5.0E-01 | -427.44 | -352.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -747.72 |
| 1.0E+00 | -422.32 | -337.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -609.45 |
| 1.50 | -417.20 | -321.94 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -518.55 |
| 2.00 | -412.08 | -306.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -433.11 |
| 2.50 | -406.96 | -290.92 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -352.79 |
| 3.00 | -401.84 | -275.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -277.83 |
| 3.50 | -396.72 | -259.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -207.91 |
| 4.00 | -391.60 | -244.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -143.46 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 4.50 | -386.49 | -228.49 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -84.29 |
| | 5.00 | -381.37 | -212.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 5.50 | -376.25 | -197.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 6.00 | -371.13 | -181.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 6.50 | -366.01 | -165.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 7.00 | -360.89 | -150.09 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 7.50 | -355.77 | -134.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 8.00 | -350.65 | -118.73 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 8.50 | -355.77 | -109.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 9.00 | -360.89 | -99.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 9.50 | -366.01 | -89.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 10.00 | -371.13 | -80.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 10.50 | -376.25 | -70.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 11.00 | -381.37 | -61.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 11.50 | -386.49 | -51.51 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -84.29 |
| | 12.00 | -391.60 | -42.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -143.46 |
| | 12.50 | -396.72 | -32.63 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -207.91 |
| | 13.00 | -401.84 | -23.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -277.83 |
| | 13.50 | -406.96 | -13.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -352.79 |
| | 14.00 | -412.08 | -4.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -433.11 |
| | 14.50 | -417.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -518.55 |
| | 15.00 | -422.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -609.45 |
| | 15.50 | -427.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -747.72 |
| | 16.00 | -432.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.56 |
| 11 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -75.55 | 187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.34 |
| | 5.0E-05 | -75.55 | 187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.35 |
| | 1.0E-04 | -75.55 | 187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.35 |
| 11 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -103.58 | 116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.73 |
| | 5.0E-05 | -103.58 | 116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.74 |
| | 1.0E-04 | -103.58 | 116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.75 |
| 11 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -160.28 | 509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.80 |
| | 5.0E-05 | -160.28 | 509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.79 |
| | 1.0E-04 | -160.28 | 509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.78 |
| 11 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -636.29 | 106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.94 |
| | 5.0E-05 | -636.29 | 106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.96 |
| | 1.0E-04 | -636.29 | 106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.98 |
| 11 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -53.69 | 368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.14 |
| | 5.0E-05 | -53.69 | 368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.14 |
| | 1.0E-04 | -53.68 | 368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.13 |
| 11 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -432.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.56 |
| | 5.0E-05 | -432.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.58 |
| | 1.0E-04 | -432.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.59 |
| 12 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -75.55 | 187.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -101.35 |
| | 1.00 | -75.55 | 205.79 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -244.49 |
| | 2.00 | -75.55 | 224.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -404.21 |
| 12 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -103.58 | 116.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -235.75 |
| | 1.00 | -103.58 | 133.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -399.80 |
| | 2.00 | -103.58 | 149.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -584.45 |
| 12 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -160.28 | 509.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 473.78 |
| | 1.00 | -145.94 | 598.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 188.69 |
| | 2.00 | -131.61 | 692.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -146.32 |
| 12 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -636.29 | 106.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1253.98 |
| | 1.00 | -650.62 | 169.16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1718.85 |
| | 2.00 | -664.96 | 238.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2278.32 |
| 12 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -53.68 | 368.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 428.13 |
| | 1.00 | -43.45 | 432.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 339.34 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 2.00 | -33.21 | 502.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 233.97 |
| 12 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -432.56 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -895.59 |
| | 1.00 | -442.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1232.47 |
| | 2.00 | -453.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1638.66 |
| 13 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -75.55 | 224.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -404.21 |
| | 3.4E-01 | -75.55 | 230.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -461.72 |
| | 6.7E-01 | -75.55 | 236.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -521.12 |
| 13 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -103.58 | 149.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -584.45 |
| | 3.4E-01 | -103.58 | 155.22 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -650.98 |
| | 6.7E-01 | -103.58 | 160.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -719.90 |
| 13 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -131.61 | 692.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -146.32 |
| | 3.4E-01 | -126.78 | 725.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -230.58 |
| | 6.7E-01 | -121.96 | 758.85 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -323.04 |
| 13 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -664.96 | 238.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2278.32 |
| | 3.4E-01 | -669.78 | 262.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2488.64 |
| | 6.7E-01 | -674.61 | 286.96 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2710.51 |
| 13 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -33.21 | 502.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 233.97 |
| | 3.4E-01 | -29.76 | 526.66 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 194.75 |
| | 6.7E-01 | -26.32 | 550.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 153.63 |
| 13 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -453.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1638.66 |
| | 3.4E-01 | -456.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1791.52 |
| | 6.7E-01 | -459.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1952.85 |

■ 단 면 력 (내측)

F R A M E  E L E M E N T  F O R C E S

| FRAME | LOAD | LOC | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | LIVE MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -302.10 |
| | | 4.10 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 147.78 |
| | | 8.20 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 674.25 |
| 1 | LIVE MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -427.60 |
| | | 4.10 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 80.96 |
| | | 8.20 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 484.57 |
| 1 | UENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -327.21 | 676.51 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2164.35 |
| | | 4.10 | -327.21 | 94.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1031.31 |
| | | 8.20 | -327.21 | -138.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2100.17 |
| 1 | UENEV MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -906.33 | -178.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1834.39 |
| | | 4.10 | -906.33 | -397.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -977.21 |
| | | 8.20 | -906.33 | -649.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -127.21 |
| 1 | SENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | 0.00 | 503.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1716.99 |
| | | 4.10 | 0.00 | 139.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 733.10 |
| | | 8.20 | 0.00 | -20.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1512.09 |
| 1 | SENEV MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -645.08 | -97.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1271.73 |
| | | 4.10 | -645.08 | -279.65 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -748.27 |
| | | 8.20 | -645.08 | -449.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -220.42 |
| 2 | LIVE MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 427.60 |
| | | 4.10 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -80.96 |
| | | 8.20 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -484.57 |
| 2 | LIVE MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 302.10 |
| | | 4.10 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -147.78 |
| | | 8.20 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -674.25 |
| 2 | UENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -327.21 | 178.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1834.39 |
| | | 4.10 | -327.21 | 397.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 977.21 |
| | | 8.20 | -327.21 | 649.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 127.21 |
| 2 | UENEV MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -906.33 | -676.51 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2164.35 |
| | | 4.10 | -906.33 | -94.67 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1031.31 |
| | | 8.20 | -906.33 | 138.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2100.17 |
| 2 | SENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | 0.00 | 97.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1271.73 |
| | | 4.10 | 0.00 | 279.65 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 748.27 |
| | | 8.20 | 0.00 | 449.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 220.42 |
| 2 | SENEV MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -645.08 | -503.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1716.99 |
| | | 4.10 | -645.08 | -139.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -733.10 |
| | | 8.20 | -645.08 | 20.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1512.09 |
| 3 | LIVE MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 674.25 |
| | | 6.0E-01 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 752.53 |
| | | 1.20 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 830.80 |
| 3 | LIVE MIN | | | | | | | |
| | | 0.00 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 484.57 |
| | | 6.0E-01 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 542.17 |
| | | 1.20 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 599.76 |
| 3 | UENEV MAX | | | | | | | |
| | | 0.00 | -327.21 | -138.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2100.17 |
| | | 6.0E-01 | -327.21 | -150.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2399.25 |
| | | 1.20 | -327.21 | -160.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2705.06 |
| 3 | UENEV MIN | | | | | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.00 | -906.33 | -649.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -127.21 |
| | 6.0E-01 | -906.33 | -681.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 67.05 |
| | 1.20 | -906.33 | -708.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 279.24 |
| 3 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | 0.00 | -20.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1512.09 |
| | 6.0E-01 | 0.00 | -30.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1732.64 |
| | 1.20 | 0.00 | -39.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1958.80 |
| 3 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -645.08 | -449.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -220.42 |
| | 6.0E-01 | -645.08 | -469.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -152.26 |
| | 1.20 | -645.08 | -487.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.90 |
| | | | | | | | |
| 4 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -484.57 |
| | 6.0E-01 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -542.17 |
| | 1.20 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -599.76 |
| 4 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -674.25 |
| | 6.0E-01 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -752.53 |
| | 1.20 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -830.80 |
| 4 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -327.21 | 649.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 127.21 |
| | 6.0E-01 | -327.21 | 681.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -67.05 |
| | 1.20 | -327.21 | 708.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -279.24 |
| 4 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -906.33 | 138.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2100.17 |
| | 6.0E-01 | -906.33 | 150.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2399.25 |
| | 1.20 | -906.33 | 160.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2705.06 |
| 4 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | 0.00 | 449.68 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 220.42 |
| | 6.0E-01 | 0.00 | 469.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 152.26 |
| | 1.20 | 0.00 | 487.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 72.90 |
| 4 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -645.08 | 20.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1512.09 |
| | 6.0E-01 | -645.08 | 30.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1732.64 |
| | 1.20 | -645.08 | 39.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1958.80 |
| | | | | | | | |
| 5 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 830.80 |
| | 3.3E-01 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 873.36 |
| | 6.5E-01 | -204.29 | -96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 915.95 |
| 5 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 599.76 |
| | 3.3E-01 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 630.96 |
| | 6.5E-01 | -300.84 | -131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 662.16 |
| 5 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -327.21 | -160.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2705.06 |
| | 3.3E-01 | -327.21 | -165.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2890.86 |
| | 6.5E-01 | -327.21 | -169.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3115.51 |
| 5 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -906.33 | -708.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 279.24 |
| | 3.3E-01 | -906.33 | -721.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 383.11 |
| | 6.5E-01 | -906.33 | -733.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 453.58 |
| 5 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | 0.00 | -39.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1958.80 |
| | 3.3E-01 | 0.00 | -43.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2092.23 |
| | 6.5E-01 | 0.00 | -46.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2245.58 |
| 5 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -645.08 | -487.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.90 |
| | 3.3E-01 | -645.08 | -495.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -34.64 |
| | 6.5E-01 | -645.08 | -502.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -12.59 |
| | | | | | | | |
| 6 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -599.76 |
| | 3.3E-01 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -630.96 |
| | 6.5E-01 | -204.29 | 131.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -662.16 |
| 6 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -830.80 |
| | 3.3E-01 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -873.36 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 6.5E-01 | -300.84 | 96.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -915.95 |
| 6 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -327.21 | 708.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -279.24 |
| | 3.3E-01 | -327.21 | 721.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -383.11 |
| | 6.5E-01 | -327.21 | 733.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -453.58 |
| 6 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -906.33 | 160.44 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2705.06 |
| | 3.3E-01 | -906.33 | 165.24 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2890.86 |
| | 6.5E-01 | -906.33 | 169.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3115.51 |
| 6 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | 0.00 | 487.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 72.90 |
| | 3.3E-01 | 0.00 | 495.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 34.64 |
| | 6.5E-01 | 0.00 | 502.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 12.59 |
| 6 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -645.08 | 39.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1958.80 |
| | 3.3E-01 | -645.08 | 43.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2092.23 |
| | 6.5E-01 | -645.08 | 46.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2245.58 |
| | | | | | | | |
| 7 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -96.00 | -204.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -662.16 |
| | 3.4E-01 | -96.00 | -197.22 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -586.64 |
| | 6.7E-01 | -96.00 | -190.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -513.53 |
| 7 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -131.78 | -300.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -915.95 |
| | 3.4E-01 | -131.78 | -293.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -828.27 |
| | 6.7E-01 | -131.78 | -285.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -743.66 |
| 7 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -169.50 | -327.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -453.58 |
| | 3.4E-01 | -174.32 | -301.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -347.78 |
| | 6.7E-01 | -179.15 | -275.96 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -250.61 |
| 7 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -733.01 | -906.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3115.51 |
| | 3.4E-01 | -728.18 | -866.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2854.05 |
| | 6.7E-01 | -723.36 | -826.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2605.50 |
| 7 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -46.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 12.59 |
| | 3.4E-01 | -50.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 69.82 |
| | 6.7E-01 | -53.65 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 124.65 |
| 7 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -502.15 | -645.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2245.58 |
| | 3.4E-01 | -498.70 | -618.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2055.63 |
| | 6.7E-01 | -495.25 | -591.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1875.12 |
| | | | | | | | |
| 8 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -96.00 | -190.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -513.53 |
| | 1.00 | -96.00 | -169.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -310.48 |
| | 2.00 | -96.00 | -148.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.52 |
| 8 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -131.78 | -285.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -743.66 |
| | 1.00 | -131.78 | -261.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -508.78 |
| | 2.00 | -131.78 | -238.34 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.10 |
| 8 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -179.15 | -275.96 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -250.61 |
| | 1.00 | -188.10 | -203.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 27.84 |
| | 2.00 | -188.10 | -136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.35 |
| 8 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -723.36 | -826.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2605.50 |
| | 1.00 | -709.03 | -710.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1939.87 |
| | 2.00 | -694.69 | -611.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.47 |
| 8 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -53.65 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 124.65 |
| | 1.00 | -63.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 273.35 |
| | 2.00 | -74.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.97 |
| 8 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -495.25 | -591.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1875.12 |
| | 1.00 | -485.02 | -514.22 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1392.16 |
| | 2.00 | -474.78 | -441.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.91 |
| | | | | | | | |
| 9 | LIVE MAX | | | | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.00 | -96.00 | -148.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.52 |
| | 5.0E-05 | -96.00 | -148.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.51 |
| | 1.0E-04 | -96.00 | -148.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.50 |
| 9 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -131.78 | -238.34 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.10 |
| | 5.0E-05 | -131.78 | -238.34 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.09 |
| | 1.0E-04 | -131.78 | -238.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.08 |
| 9 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -188.10 | -136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.35 |
| | 5.0E-05 | -188.10 | -136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.36 |
| | 1.0E-04 | -188.10 | -136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.38 |
| 9 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -694.69 | -611.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.47 |
| | 5.0E-05 | -694.69 | -611.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.45 |
| | 1.0E-04 | -694.69 | -611.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.42 |
| 9 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -74.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.97 |
| | 5.0E-05 | -74.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.97 |
| | 1.0E-04 | -74.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.98 |
| 9 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -474.78 | -441.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.91 |
| | 5.0E-05 | -474.78 | -441.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.89 |
| | 1.0E-04 | -474.78 | -441.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.87 |
| | | | | | | | |
| 10 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -96.00 | -148.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.50 |
| | 5.0E-01 | -96.00 | -137.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -41.59 |
| | 1.0E+00 | -96.00 | -125.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 45.65 |
| | 1.50 | -96.00 | -113.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 128.84 |
| | 2.00 | -96.00 | -102.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 206.36 |
| | 2.50 | -96.00 | -90.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 277.97 |
| | 3.00 | -96.00 | -78.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 343.60 |
| | 3.50 | -96.00 | -66.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 403.13 |
| | 4.00 | -96.00 | -54.66 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 456.50 |
| | 4.50 | -96.00 | -42.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 503.64 |
| | 5.00 | -96.00 | -30.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 544.48 |
| | 5.50 | -96.00 | -18.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 578.98 |
| | 6.00 | -96.00 | -6.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 607.10 |
| | 6.50 | -96.00 | 6.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 628.82 |
| | 7.00 | -96.00 | 18.29 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 644.13 |
| | 7.50 | -96.00 | 30.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 653.02 |
| | 8.00 | -96.00 | 42.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 655.49 |
| | 8.50 | -96.00 | 55.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 653.02 |
| | 9.00 | -96.00 | 67.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 644.13 |
| | 9.50 | -96.00 | 79.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 628.82 |
| | 10.00 | -96.00 | 92.23 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 607.10 |
| | 10.50 | -96.00 | 104.57 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 578.98 |
| | 11.00 | -96.00 | 116.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 544.48 |
| | 11.50 | -96.00 | 129.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 503.64 |
| | 12.00 | -96.00 | 141.49 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 456.50 |
| | 12.50 | -96.00 | 153.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 403.13 |
| | 13.00 | -96.00 | 165.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 343.60 |
| | 13.50 | -96.00 | 178.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 277.97 |
| | 14.00 | -96.00 | 190.31 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 206.36 |
| | 14.50 | -96.00 | 202.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 128.84 |
| | 15.00 | -96.00 | 214.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 45.65 |
| | 15.50 | -96.00 | 226.42 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -41.59 |
| | 16.00 | -96.00 | 238.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.50 |
| 10 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -131.78 | -238.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.08 |
| | 5.0E-01 | -131.78 | -226.42 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -205.59 |
| | 1.0E+00 | -131.78 | -214.45 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -117.98 |
| | 1.50 | -131.78 | -202.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -36.92 |
| | 2.00 | -131.78 | -190.31 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 37.19 |
| | 2.50 | -131.78 | -178.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 104.78 |
| | 3.00 | -131.78 | -165.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 165.55 |
| | 3.50 | -131.78 | -153.75 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 219.91 |
| | 4.00 | -131.78 | -141.49 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 267.31 |
| | 4.50 | -131.78 | -129.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 307.99 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5.00 | -131.78 | -116.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 341.14 |
| 5.50 | -131.78 | -104.57 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 367.92 |
| 6.00 | -131.78 | -92.23 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 389.47 |
| 6.50 | -131.78 | -79.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 406.23 |
| 7.00 | -131.78 | -67.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 418.20 |
| 7.50 | -131.78 | -55.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 425.40 |
| 8.00 | -131.78 | -42.89 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 427.79 |
| 8.50 | -131.78 | -30.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 425.40 |
| 9.00 | -131.78 | -18.29 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 418.20 |
| 9.50 | -131.78 | -6.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 406.23 |
| 10.00 | -131.78 | 6.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 389.47 |
| 10.50 | -131.78 | 18.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 367.92 |
| 11.00 | -131.78 | 30.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 341.14 |
| 11.50 | -131.78 | 42.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 307.99 |
| 12.00 | -131.78 | 54.66 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 267.31 |
| 12.50 | -131.78 | 66.64 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 219.91 |
| 13.00 | -131.78 | 78.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 165.55 |
| 13.50 | -131.78 | 90.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 104.78 |
| 14.00 | -131.78 | 102.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 37.19 |
| 14.50 | -131.78 | 113.82 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -36.92 |
| 15.00 | -131.78 | 125.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -117.98 |
| 15.50 | -131.78 | 137.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -205.59 |
| 16.00 | -131.78 | 148.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.08 |
| 10 UENEV MAX | | | | | | |
| 0.00 | -188.10 | -136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.38 |
| 5.0E-01 | -188.10 | -126.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 560.66 |
| 1.0E+00 | -188.10 | -116.94 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 717.41 |
| 1.50 | -188.10 | -106.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 863.53 |
| 2.00 | -188.10 | -97.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 996.70 |
| 2.50 | -188.10 | -87.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1116.64 |
| 3.00 | -188.10 | -77.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1223.20 |
| 3.50 | -188.10 | -64.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1316.26 |
| 4.00 | -188.10 | -37.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1395.71 |
| 4.50 | -188.10 | -11.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1461.44 |
| 5.00 | -188.10 | 15.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1513.38 |
| 5.50 | -188.10 | 42.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1551.45 |
| 6.00 | -188.10 | 69.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1575.62 |
| 6.50 | -188.10 | 96.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1585.85 |
| 7.00 | -188.10 | 124.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1620.01 |
| 7.50 | -188.10 | 151.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1643.92 |
| 8.00 | -188.10 | 178.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1651.00 |
| 8.50 | -188.10 | 205.63 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1643.92 |
| 9.00 | -188.10 | 232.86 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1620.01 |
| 9.50 | -188.10 | 260.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1585.85 |
| 10.00 | -188.10 | 287.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1575.62 |
| 10.50 | -188.10 | 314.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1551.45 |
| 11.00 | -188.10 | 341.81 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1513.38 |
| 11.50 | -188.10 | 369.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1461.44 |
| 12.00 | -188.10 | 396.18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1395.71 |
| 12.50 | -188.10 | 423.31 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1316.26 |
| 13.00 | -188.10 | 450.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1223.20 |
| 13.50 | -188.10 | 477.42 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1116.64 |
| 14.00 | -188.10 | 504.38 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 996.70 |
| 14.50 | -188.10 | 531.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 863.53 |
| 15.00 | -188.10 | 558.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 717.41 |
| 15.50 | -188.10 | 584.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 560.66 |
| 16.00 | -188.10 | 611.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.38 |
| 10 UENEV MIN | | | | | | |
| 0.00 | -694.69 | -611.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.42 |
| 5.0E-01 | -687.52 | -584.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1133.29 |
| 1.0E+00 | -680.36 | -558.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -900.76 |
| 1.50 | -673.19 | -531.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -682.39 |
| 2.00 | -666.02 | -504.38 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -478.74 |
| 2.50 | -658.85 | -477.42 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -289.19 |
| 3.00 | -651.69 | -450.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -114.17 |
| 3.50 | -644.52 | -423.31 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -23.92 |
| 4.00 | -639.31 | -396.18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 29.72 |
| 4.50 | -639.31 | -369.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 78.37 |
| 5.00 | -639.31 | -341.81 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 122.04 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 5.50 | -639.31 | -314.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 160.72 |
| | 6.00 | -639.31 | -287.35 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 194.43 |
| | 6.50 | -639.31 | -260.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 223.15 |
| | 7.00 | -639.31 | -232.86 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 246.89 |
| | 7.50 | -639.31 | -205.63 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 265.64 |
| | 8.00 | -639.31 | -178.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 279.42 |
| | 8.50 | -639.31 | -151.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 265.64 |
| | 9.00 | -639.31 | -124.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 246.89 |
| | 9.50 | -639.31 | -96.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 223.15 |
| | 10.00 | -639.31 | -69.83 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 194.43 |
| | 10.50 | -639.31 | -42.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 160.72 |
| | 11.00 | -639.31 | -15.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 122.04 |
| | 11.50 | -639.31 | 11.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 78.37 |
| | 12.00 | -639.31 | 37.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 29.72 |
| | 12.50 | -644.52 | 64.61 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -23.92 |
| | 13.00 | -651.69 | 77.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -114.17 |
| | 13.50 | -658.85 | 87.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -289.19 |
| | 14.00 | -666.02 | 97.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -478.74 |
| | 14.50 | -673.19 | 106.98 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -682.39 |
| | 15.00 | -680.36 | 116.94 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -900.76 |
| | 15.50 | -687.52 | 126.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1133.29 |
| | 16.00 | -694.69 | 136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.42 |
| 10 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -74.13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.98 |
| | 5.0E-01 | -79.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 460.72 |
| | 1.0E+00 | -84.37 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 520.78 |
| | 1.50 | -86.12 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 621.80 |
| | 2.00 | -86.12 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 718.27 |
| | 2.50 | -86.12 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 805.16 |
| | 3.00 | -86.12 | 6.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 882.36 |
| | 3.50 | -86.12 | 18.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 949.79 |
| | 4.00 | -86.12 | 30.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1007.35 |
| | 4.50 | -86.12 | 42.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1055.00 |
| | 5.00 | -86.12 | 54.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1092.65 |
| | 5.50 | -86.12 | 66.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1120.28 |
| | 6.00 | -86.12 | 78.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1137.84 |
| | 6.50 | -86.12 | 91.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1145.30 |
| | 7.00 | -86.12 | 103.43 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1142.66 |
| | 7.50 | -86.12 | 115.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1129.91 |
| | 8.00 | -86.12 | 128.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1107.07 |
| | 8.50 | -86.12 | 147.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1129.91 |
| | 9.00 | -86.12 | 167.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1142.66 |
| | 9.50 | -86.12 | 187.18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1145.30 |
| | 10.00 | -86.12 | 206.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1137.84 |
| | 10.50 | -86.12 | 226.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1120.28 |
| | 11.00 | -86.12 | 246.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1092.65 |
| | 11.50 | -86.12 | 266.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1055.00 |
| | 12.00 | -86.12 | 285.69 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1007.35 |
| | 12.50 | -86.12 | 305.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 949.79 |
| | 13.00 | -86.12 | 324.94 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 882.36 |
| | 13.50 | -86.12 | 344.51 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 805.16 |
| | 14.00 | -86.12 | 364.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 718.27 |
| | 14.50 | -86.12 | 383.51 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 621.80 |
| | 15.00 | -84.37 | 402.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 520.78 |
| | 15.50 | -79.25 | 422.29 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 460.72 |
| | 16.00 | -74.13 | 441.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.98 |
| 10 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -474.78 | -441.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.87 |
| | 5.0E-01 | -469.66 | -422.29 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -808.00 |
| | 1.0E+00 | -464.54 | -402.93 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -639.70 |
| | 1.50 | -459.42 | -383.51 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -526.64 |
| | 2.00 | -454.30 | -364.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -425.36 |
| | 2.50 | -449.18 | -344.51 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -330.60 |
| | 3.00 | -444.06 | -324.94 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -242.65 |
| | 3.50 | -438.94 | -305.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -161.12 |
| | 4.00 | -433.82 | -285.69 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -86.55 |
| | 4.50 | -428.70 | -266.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 5.00 | -423.58 | -246.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 5.50 | -418.46 | -226.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 6.00 | -413.34 | -206.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 6.50 | -408.22 | -187.18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 7.00 | -403.10 | -167.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 7.50 | -397.98 | -147.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 8.00 | -392.86 | -128.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 8.50 | -397.98 | -115.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 9.00 | -403.10 | -103.43 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 9.50 | -408.22 | -91.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 10.00 | -413.34 | -78.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 10.50 | -418.46 | -66.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 11.00 | -423.58 | -54.62 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 11.50 | -428.70 | -42.52 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -72.36 |
| | 12.00 | -433.82 | -30.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -86.55 |
| | 12.50 | -438.94 | -18.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -161.12 |
| | 13.00 | -444.06 | -6.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -242.65 |
| | 13.50 | -449.18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -330.60 |
| | 14.00 | -454.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -425.36 |
| | 14.50 | -459.42 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -526.64 |
| | 15.00 | -464.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -639.70 |
| | 15.50 | -469.66 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -808.00 |
| | 16.00 | -474.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.87 |
| 11 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -96.00 | 238.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.50 |
| | 5.0E-05 | -96.00 | 238.34 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.51 |
| | 1.0E-04 | -96.00 | 238.34 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.52 |
| 11 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -131.78 | 148.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.08 |
| | 5.0E-05 | -131.78 | 148.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.09 |
| | 1.0E-04 | -131.78 | 148.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.10 |
| 11 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -188.10 | 611.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.38 |
| | 5.0E-05 | -188.10 | 611.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.36 |
| | 1.0E-04 | -188.10 | 611.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.35 |
| 11 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -694.69 | 136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.42 |
| | 5.0E-05 | -694.69 | 136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.45 |
| | 1.0E-04 | -694.69 | 136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.47 |
| 11 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -74.13 | 441.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.98 |
| | 5.0E-05 | -74.13 | 441.58 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.97 |
| | 1.0E-04 | -74.13 | 441.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.97 |
| 11 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -474.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.87 |
| | 5.0E-05 | -474.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.89 |
| | 1.0E-04 | -474.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.91 |
| 12 | LIVE MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -96.00 | 238.34 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -128.52 |
| | 1.00 | -96.00 | 261.91 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -310.48 |
| | 2.00 | -96.00 | 285.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -513.53 |
| 12 | LIVE MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -131.78 | 148.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -300.10 |
| | 1.00 | -131.78 | 169.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -508.78 |
| | 2.00 | -131.78 | 190.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -743.66 |
| 12 | UENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -188.10 | 611.48 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 399.35 |
| | 1.00 | -188.10 | 710.72 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 27.84 |
| | 2.00 | -179.15 | 826.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -250.61 |
| 12 | UENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -694.69 | 136.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1380.47 |
| | 1.00 | -709.03 | 203.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1939.87 |
| | 2.00 | -723.36 | 275.96 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2605.50 |
| 12 | SENEV MAX | | | | | | |
| | 0.00 | -74.13 | 441.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 400.97 |
| | 1.00 | -63.89 | 514.22 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 273.35 |
| | 2.00 | -53.65 | 591.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 124.65 |
| 12 | SENEV MIN | | | | | | |
| | 0.00 | -474.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -986.91 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.00 | -485.02 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1392.16 |
| 2.00 | -495.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1875.12 |
| 13 LIVE MAX | | | | | | |
| 0.00 | -96.00 | 285.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -513.53 |
| 3.4E-01 | -96.00 | 293.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -586.64 |
| 6.7E-01 | -96.00 | 300.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -662.16 |
| 13 LIVE MIN | | | | | | |
| 0.00 | -131.78 | 190.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -743.66 |
| 3.4E-01 | -131.78 | 197.22 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -828.27 |
| 6.7E-01 | -131.78 | 204.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -915.95 |
| 13 UENEV MAX | | | | | | |
| 0.00 | -179.15 | 826.26 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -250.61 |
| 3.4E-01 | -174.32 | 866.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -347.78 |
| 6.7E-01 | -169.50 | 906.33 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -453.58 |
| 13 UENEV MIN | | | | | | |
| 0.00 | -723.36 | 275.96 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2605.50 |
| 3.4E-01 | -728.18 | 301.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2854.05 |
| 6.7E-01 | -733.01 | 327.21 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3115.51 |
| 13 SENEV MAX | | | | | | |
| 0.00 | -53.65 | 591.53 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 124.65 |
| 3.4E-01 | -50.21 | 618.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 69.82 |
| 6.7E-01 | -46.76 | 645.08 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 12.59 |
| 13 SENEV MIN | | | | | | |
| 0.00 | -495.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1875.12 |
| 3.4E-01 | -498.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2055.63 |
| 6.7E-01 | -502.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2245.58 |

■ 극한하중시 반력

J O I N T  R E A C T I O N S

| JOINT | LOAD | F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | UCOMB1 | -622.7213 | 0.0000 | 349.7795 | 0.0000 | -930.8972 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB2 | -158.5499 | 0.0000 | 349.7795 | 0.0000 | -112.9590 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB3 MAX | -378.9303 | 0.0000 | 906.3331 | 0.0000 | -139.8426 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB3 MIN | -445.1287 | 0.0000 | 727.7196 | 0.0000 | -372.0119 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB4 MAX | 85.2410 | 0.0000 | 906.3331 | 0.0000 | 678.0957 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB4 MIN | 19.0427 | 0.0000 | 727.7196 | 0.0000 | 445.9263 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB5 MAX | -389.6616 | 0.0000 | 895.8972 | 0.0000 | -176.7782 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB5 MIN | -446.9142 | 0.0000 | 741.4206 | 0.0000 | -377.5733 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB6 MAX | 74.5098 | 0.0000 | 895.8972 | 0.0000 | 641.1601 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB6 MIN | 17.2572 | 0.0000 | 741.4206 | 0.0000 | 440.3649 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB7 MAX | -285.2377 | 0.0000 | 866.7561 | 0.0000 | 643.0422 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB7 MIN | -641.3201 | 0.0000 | 539.9873 | 0.0000 | -1483.2605 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB8 MAX | 178.9337 | 0.0000 | 866.7561 | 0.0000 | 1460.9804 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB8 MIN | -177.1487 | 0.0000 | 539.9873 | 0.0000 | -665.3223 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB9 MAX | -442.6240 | 0.0000 | 793.5210 | 0.0000 | 41.1467 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB9 MIN | -492.7200 | 0.0000 | 613.2224 | 0.0000 | -616.2384 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB10 MAX | -473.4228 | 0.0000 | 793.5210 | 0.0000 | -531.6570 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB10 MIN | -523.5189 | 0.0000 | 613.2224 | 0.0000 | -1189.0421 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB11 MAX | 21.5474 | 0.0000 | 793.5210 | 0.0000 | 859.0849 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB11 MIN | -28.5486 | 0.0000 | 613.2224 | 0.0000 | 201.6998 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB12 MAX | -9.2515 | 0.0000 | 793.5210 | 0.0000 | 286.2813 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB12 MIN | -59.3475 | 0.0000 | 613.2224 | 0.0000 | -371.1039 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB13 MAX | -627.1144 | 0.0000 | 372.3453 | 0.0000 | -557.4892 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB13 MIN | -627.1144 | 0.0000 | 327.2137 | 0.0000 | -1039.1787 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB14 MAX | -657.9133 | 0.0000 | 372.3453 | 0.0000 | -1130.2929 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB14 MIN | -657.9133 | 0.0000 | 327.2137 | 0.0000 | -1611.9823 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB15 MAX | -162.9431 | 0.0000 | 372.3453 | 0.0000 | 260.4490 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB15 MIN | -162.9431 | 0.0000 | 327.2137 | 0.0000 | -221.2404 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB16 MAX | -193.7419 | 0.0000 | 372.3453 | 0.0000 | -312.3547 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB16 MIN | -193.7419 | 0.0000 | 327.2137 | 0.0000 | -794.0441 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB17 MAX | -289.6308 | 0.0000 | 889.3219 | 0.0000 | 1016.4502 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB17 MIN | -645.7132 | 0.0000 | 517.4215 | 0.0000 | -1591.5419 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB18 MAX | -320.4296 | 0.0000 | 889.3219 | 0.0000 | 443.6465 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB18 MIN | -676.5120 | 0.0000 | 517.4215 | 0.0000 | -2164.3456 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB19 MAX | 174.5406 | 0.0000 | 889.3219 | 0.0000 | 1834.3884 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB19 MIN | -181.5418 | 0.0000 | 517.4215 | 0.0000 | -773.6037 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB20 MAX | 143.7417 | 0.0000 | 889.3219 | 0.0000 | 1261.5847 | 0.0000 |
| 1 | UCOMB20 MIN | -212.3407 | 0.0000 | 517.4215 | 0.0000 | -1346.4073 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB1 | 622.7213 | 0.0000 | 349.7795 | 0.0000 | 930.8972 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB2 | 158.5499 | 0.0000 | 349.7795 | 0.0000 | 112.9590 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB3 MAX | 445.1287 | 0.0000 | 906.3331 | 0.0000 | 372.0119 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB3 MIN | 378.9303 | 0.0000 | 727.7196 | 0.0000 | 139.8426 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB4 MAX | -19.0427 | 0.0000 | 906.3331 | 0.0000 | -445.9263 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB4 MIN | -85.2410 | 0.0000 | 727.7196 | 0.0000 | -678.0957 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB5 MAX | 446.9142 | 0.0000 | 895.8971 | 0.0000 | 377.5733 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB5 MIN | 389.6616 | 0.0000 | 741.4206 | 0.0000 | 176.7782 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB6 MAX | -17.2572 | 0.0000 | 895.8971 | 0.0000 | -440.3649 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB6 MIN | -74.5098 | 0.0000 | 741.4206 | 0.0000 | -641.1601 | 0.0000 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | UCOMB7 MAX | 641.3201 | 0.0000 | 866.7561 | 0.0000 | 1483.2605 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB7 MIN | 285.2377 | 0.0000 | 539.9873 | 0.0000 | -643.0422 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB8 MAX | 177.1487 | 0.0000 | 866.7561 | 0.0000 | 665.3223 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB8 MIN | -178.9337 | 0.0000 | 539.9873 | 0.0000 | -1460.9804 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB9 MAX | 492.7200 | 0.0000 | 793.5210 | 0.0000 | 616.2384 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB9 MIN | 442.6240 | 0.0000 | 613.2224 | 0.0000 | -41.1467 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB10 MAX | 523.5189 | 0.0000 | 793.5210 | 0.0000 | 1189.0421 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB10 MIN | 473.4228 | 0.0000 | 613.2224 | 0.0000 | 531.6570 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB11 MAX | 28.5486 | 0.0000 | 793.5210 | 0.0000 | -201.6998 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB11 MIN | -21.5474 | 0.0000 | 613.2224 | 0.0000 | -859.0849 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB12 MAX | 59.3475 | 0.0000 | 793.5210 | 0.0000 | 371.1039 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB12 MIN | 9.2515 | 0.0000 | 613.2224 | 0.0000 | -286.2813 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB13 MAX | 627.1144 | 0.0000 | 372.3453 | 0.0000 | 1039.1787 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB13 MIN | 627.1144 | 0.0000 | 327.2137 | 0.0000 | 557.4892 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB14 MAX | 657.9133 | 0.0000 | 372.3453 | 0.0000 | 1611.9823 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB14 MIN | 657.9133 | 0.0000 | 327.2137 | 0.0000 | 1130.2929 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB15 MAX | 162.9431 | 0.0000 | 372.3453 | 0.0000 | 221.2404 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB15 MIN | 162.9431 | 0.0000 | 327.2137 | 0.0000 | -260.4490 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB16 MAX | 193.7419 | 0.0000 | 372.3453 | 0.0000 | 794.0441 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB16 MIN | 193.7419 | 0.0000 | 327.2137 | 0.0000 | 312.3547 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB17 MAX | 645.7132 | 0.0000 | 889.3219 | 0.0000 | 1591.5419 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB17 MIN | 289.6308 | 0.0000 | 517.4215 | 0.0000 | -1016.4502 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB18 MAX | 676.5120 | 0.0000 | 889.3219 | 0.0000 | 2164.3456 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB18 MIN | 320.4296 | 0.0000 | 517.4215 | 0.0000 | -443.6465 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB19 MAX | 181.5418 | 0.0000 | 889.3219 | 0.0000 | 773.6037 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB19 MIN | -174.5406 | 0.0000 | 517.4215 | 0.0000 | -1834.3884 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB20 MAX | 212.3407 | 0.0000 | 889.3219 | 0.0000 | 1346.4073 | 0.0000 |
| 2 | UCOMB20 MIN | -143.7417 | 0.0000 | 517.4215 | 0.0000 | -1261.5847 | 0.0000 |

■ 사용하중시 반력

J O I N T  R E A C T I O N S

| JOINT | LOAD | F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | SCOMB1 | -375.3174 | 0.0000 | 259.0959 | 0.0000 | -538.0835 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB2 | -143.2317 | 0.0000 | 259.0959 | 0.0000 | -129.1143 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB3 MAX | -243.5385 | 0.0000 | 559.9357 | 0.0000 | -110.4864 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB3 MIN | -279.3214 | 0.0000 | 463.3878 | 0.0000 | -235.9833 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB4 MAX | -11.4528 | 0.0000 | 559.9357 | 0.0000 | 298.4828 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB4 MIN | -47.2357 | 0.0000 | 463.3878 | 0.0000 | 172.9858 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB5 MAX | -134.2576 | 0.0000 | 628.3649 | 0.0000 | 586.1590 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB5 MIN | -388.6022 | 0.0000 | 394.9586 | 0.0000 | -932.6286 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB6 MAX | 97.8280 | 0.0000 | 628.3649 | 0.0000 | 995.1281 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB6 MIN | -156.5165 | 0.0000 | 394.9586 | 0.0000 | -523.6595 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB7 MAX | -246.7926 | 0.0000 | 576.6511 | 0.0000 | 166.1122 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB7 MIN | -282.5755 | 0.0000 | 446.6724 | 0.0000 | -316.1918 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB8 MAX | -269.6066 | 0.0000 | 576.6511 | 0.0000 | -258.1868 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB8 MIN | -305.3895 | 0.0000 | 446.6724 | 0.0000 | -740.4908 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB9 MAX | -14.7070 | 0.0000 | 576.6511 | 0.0000 | 575.0813 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB9 MIN | -50.4898 | 0.0000 | 446.6724 | 0.0000 | 92.7774 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB10 MAX | -37.5209 | 0.0000 | 576.6511 | 0.0000 | 150.7823 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB10 MIN | -73.3038 | 0.0000 | 446.6724 | 0.0000 | -331.5217 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB11 MAX | -137.5118 | 0.0000 | 645.0803 | 0.0000 | 862.7575 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB11 MIN | -391.8564 | 0.0000 | 378.2432 | 0.0000 | -1012.8371 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB12 MAX | -160.3258 | 0.0000 | 645.0803 | 0.0000 | 438.4585 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB12 MIN | -414.6703 | 0.0000 | 378.2432 | 0.0000 | -1437.1361 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB13 MAX | 94.5739 | 0.0000 | 645.0803 | 0.0000 | 1271.7266 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB13 MIN | -159.7707 | 0.0000 | 378.2432 | 0.0000 | -603.8680 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB14 MAX | 71.7599 | 0.0000 | 645.0803 | 0.0000 | 847.4276 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB14 MIN | -182.5847 | 0.0000 | 378.2432 | 0.0000 | -1028.1670 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB15 | -464.1714 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | -817.9382 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB16 | -232.0857 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | -408.9691 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB17 MAX | -332.3925 | 0.0000 | 300.8398 | 0.0000 | -390.3411 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB17 MIN | -368.1753 | 0.0000 | 204.2919 | 0.0000 | -515.8381 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB18 MAX | -100.3068 | 0.0000 | 300.8398 | 0.0000 | 18.6280 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB18 MIN | -136.0897 | 0.0000 | 204.2919 | 0.0000 | -106.8690 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB19 MAX | -223.1116 | 0.0000 | 369.2690 | 0.0000 | 306.3042 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB19 MIN | -477.4562 | 0.0000 | 135.8627 | 0.0000 | -1212.4834 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB20 MAX | 8.9741 | 0.0000 | 369.2690 | 0.0000 | 715.2733 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB20 MIN | -245.3705 | 0.0000 | 135.8627 | 0.0000 | -803.5143 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB21 MAX | -335.6466 | 0.0000 | 317.5552 | 0.0000 | -113.7426 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB21 MIN | -371.4295 | 0.0000 | 187.5765 | 0.0000 | -596.0465 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB22 MAX | -358.4606 | 0.0000 | 317.5552 | 0.0000 | -538.0416 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB22 MIN | -394.2435 | 0.0000 | 187.5765 | 0.0000 | -1020.3455 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB23 MAX | -103.5609 | 0.0000 | 317.5552 | 0.0000 | 295.2265 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB23 MIN | -139.3438 | 0.0000 | 187.5765 | 0.0000 | -187.0774 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB24 MAX | -126.3749 | 0.0000 | 317.5552 | 0.0000 | -129.0725 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB24 MIN | -162.1578 | 0.0000 | 187.5765 | 0.0000 | -611.3764 | 0.0000 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | SCOMB25 MAX | -226.3658 | 0.0000 | 385.9844 | 0.0000 | 582.9027 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB25 MIN | -480.7104 | 0.0000 | 119.1473 | 0.0000 | -1292.6919 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB26 MAX | -249.1797 | 0.0000 | 385.9844 | 0.0000 | 158.6037 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB26 MIN | -503.5243 | 0.0000 | 119.1473 | 0.0000 | -1716.9909 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB27 MAX | 5.7199 | 0.0000 | 385.9844 | 0.0000 | 991.8719 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB27 MIN | -248.6247 | 0.0000 | 119.1473 | 0.0000 | -883.7228 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB28 MAX | -17.0941 | 0.0000 | 385.9844 | 0.0000 | 567.5728 | 0.0000 |
| 1 | SCOMB28 MIN | -271.4386 | 0.0000 | 119.1473 | 0.0000 | -1308.0218 | 0.0000 |
| | | | | | | | |
| 2 | SCOMB1 | 375.3174 | 0.0000 | 259.0959 | 0.0000 | 538.0835 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB2 | 143.2317 | 0.0000 | 259.0959 | 0.0000 | 129.1143 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB3 MAX | 279.3214 | 0.0000 | 559.9357 | 0.0000 | 235.9833 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB3 MIN | 243.5385 | 0.0000 | 463.3878 | 0.0000 | 110.4864 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB4 MAX | 47.2357 | 0.0000 | 559.9357 | 0.0000 | -172.9858 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB4 MIN | 11.4528 | 0.0000 | 463.3878 | 0.0000 | -298.4828 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB5 MAX | 388.6022 | 0.0000 | 628.3649 | 0.0000 | 932.6286 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB5 MIN | 134.2576 | 0.0000 | 394.9586 | 0.0000 | -586.1590 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB6 MAX | 156.5165 | 0.0000 | 628.3649 | 0.0000 | 523.6595 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB6 MIN | -97.8280 | 0.0000 | 394.9586 | 0.0000 | -995.1281 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB7 MAX | 282.5755 | 0.0000 | 576.6511 | 0.0000 | 316.1918 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB7 MIN | 246.7926 | 0.0000 | 446.6724 | 0.0000 | -166.1122 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB8 MAX | 305.3895 | 0.0000 | 576.6511 | 0.0000 | 740.4908 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB8 MIN | 269.6066 | 0.0000 | 446.6724 | 0.0000 | 258.1868 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB9 MAX | 50.4898 | 0.0000 | 576.6511 | 0.0000 | -92.7774 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB9 MIN | 14.7070 | 0.0000 | 446.6724 | 0.0000 | -575.0813 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB10 MAX | 73.3038 | 0.0000 | 576.6511 | 0.0000 | 331.5217 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB10 MIN | 37.5209 | 0.0000 | 446.6724 | 0.0000 | -150.7823 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB11 MAX | 391.8564 | 0.0000 | 645.0803 | 0.0000 | 1012.8371 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB11 MIN | 137.5118 | 0.0000 | 378.2432 | 0.0000 | -862.7575 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB12 MAX | 414.6703 | 0.0000 | 645.0803 | 0.0000 | 1437.1361 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB12 MIN | 160.3258 | 0.0000 | 378.2432 | 0.0000 | -438.4585 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB13 MAX | 159.7707 | 0.0000 | 645.0803 | 0.0000 | 603.8680 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB13 MIN | -94.5739 | 0.0000 | 378.2432 | 0.0000 | -1271.7266 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB14 MAX | 182.5847 | 0.0000 | 645.0803 | 0.0000 | 1028.1670 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB14 MIN | -71.7599 | 0.0000 | 378.2432 | 0.0000 | -847.4276 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB15 | 464.1714 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 817.9382 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB16 | 232.0857 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 408.9691 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB17 MAX | 368.1753 | 0.0000 | 300.8398 | 0.0000 | 515.8381 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB17 MIN | 332.3925 | 0.0000 | 204.2919 | 0.0000 | 390.3411 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB18 MAX | 136.0897 | 0.0000 | 300.8398 | 0.0000 | 106.8690 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB18 MIN | 100.3068 | 0.0000 | 204.2919 | 0.0000 | -18.6280 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB19 MAX | 477.4562 | 0.0000 | 369.2690 | 0.0000 | 1212.4834 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB19 MIN | 223.1116 | 0.0000 | 135.8627 | 0.0000 | -306.3042 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB20 MAX | 245.3705 | 0.0000 | 369.2690 | 0.0000 | 803.5143 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB20 MIN | -8.9741 | 0.0000 | 135.8627 | 0.0000 | -715.2733 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB21 MAX | 371.4295 | 0.0000 | 317.5552 | 0.0000 | 596.0465 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB21 MIN | 335.6466 | 0.0000 | 187.5765 | 0.0000 | 113.7426 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB22 MAX | 394.2435 | 0.0000 | 317.5552 | 0.0000 | 1020.3455 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB22 MIN | 358.4606 | 0.0000 | 187.5765 | 0.0000 | 538.0416 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB23 MAX | 139.3438 | 0.0000 | 317.5552 | 0.0000 | 187.0774 | 0.0000 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | SCOMB23 | MIN | 103.5609 | 0.0000 | 187.5765 | 0.0000 | -295.2265 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB24 | MAX | 162.1578 | 0.0000 | 317.5552 | 0.0000 | 611.3764 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB24 | MIN | 126.3749 | 0.0000 | 187.5765 | 0.0000 | 129.0725 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB25 | MAX | 480.7104 | 0.0000 | 385.9844 | 0.0000 | 1292.6919 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB25 | MIN | 226.3658 | 0.0000 | 119.1473 | 0.0000 | -582.9027 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB26 | MAX | 503.5243 | 0.0000 | 385.9844 | 0.0000 | 1716.9909 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB26 | MIN | 249.1797 | 0.0000 | 119.1473 | 0.0000 | -158.6037 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB27 | MAX | 248.6247 | 0.0000 | 385.9844 | 0.0000 | 883.7228 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB27 | MIN | -5.7199 | 0.0000 | 119.1473 | 0.0000 | -991.8719 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB28 | MAX | 271.4386 | 0.0000 | 385.9844 | 0.0000 | 1308.0218 | 0.0000 |
| 2 | SCOMB28 | MIN | 17.0941 | 0.0000 | 119.1473 | 0.0000 | -567.5728 | 0.0000 |

[내진해석]

- 시점에서 종점으로

■ 단 면 력

F R A M E  E L E M E N T  F O R C E S

| FRAME | LOAD | LOC | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -6706.55 | 1864.14 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1470.39 |
| | | 2.05 | -5994.86 | 1754.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2238.75 |
| 2 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5994.86 | 1754.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2238.75 |
| | | 2.05 | -5283.18 | -1338.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3485.37 |
| 3 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5283.18 | -1338.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3485.37 |
| | | 2.05 | -4571.49 | -2459.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -507.95 |
| 4 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -4571.49 | -2459.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -507.95 |
| | | 2.05 | -3859.80 | -2568.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4645.35 |
| 5 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -3859.80 | -2568.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4645.35 |
| | | 1.20 | -3429.39 | -2634.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 7767.44 |
| 6 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -3429.39 | -2634.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 7767.44 |
| | | 6.5E-01 | -3196.25 | -2670.79 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 9491.78 |
| 7 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -7345.05 | 1014.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3544.51 |
| | | 2.05 | -6633.36 | 905.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1576.37 |
| 8 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -6633.36 | 1642.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3361.79 |
| | | 2.05 | -5921.67 | 1533.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 106.23 |
| 9 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5921.67 | 2535.97 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2045.00 |
| | | 2.05 | -5209.98 | 2426.37 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3041.40 |
| 10 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5209.98 | 3724.19 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1148.84 |
| | | 2.05 | -4498.29 | 3614.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -8671.09 |
| 11 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -4498.29 | 4879.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7520.19 |
| | | 1.20 | -4067.88 | 4812.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -13335.30 |
| 12 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -4067.88 | 5602.37 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -12920.32 |
| | | 6.5E-01 | -3834.74 | 5566.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -16550.19 |
| 13 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -2670.79 | -3196.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -9491.78 |
| | | 6.7E-01 | -2789.39 | -2974.57 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7415.30 |
| 14 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -2789.39 | -2974.57 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7415.30 |
| | | 2.00 | -3141.84 | -2315.81 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2124.92 |
| 15 | COMB | | | | | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.00 | -3141.84 | -2315.81 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2124.92 |
| | 1.0E-04 | -3141.86 | -2315.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2124.69 |
| 16 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -3141.86 | -2315.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2124.69 |
| | 16.00 | -5961.48 | 2954.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7232.59 |
| 17 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -5961.48 | 2954.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7232.59 |
| | 1.0E-04 | -5961.49 | 2954.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7232.88 |
| 18 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -5961.49 | 2954.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7232.88 |
| | 2.00 | -6313.95 | 3613.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -13800.25 |
| 19 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -6313.95 | 3613.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -13800.25 |
| | 6.7E-01 | -6432.55 | 3834.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -16306.44 |
| 20 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -9941.43 | 1864.14 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2682.08 |
| | 6.5E-01 | -6706.55 | 1864.14 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1470.39 |
| 21 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -10579.93 | 677.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2958.92 |
| | 6.5E-01 | -7345.05 | 677.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2518.39 |

- 종점에서 시점으로

■ 단 면 력

F R A M E  E L E M E N T  F O R C E S

| FRAME | LOAD | LOC | P | V2 | V3 | T | M2 | M3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -6706.55 | 1864.14 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1470.39 |
| | | 2.05 | -5994.86 | 1754.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2238.75 |
| 2 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5994.86 | 1754.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2238.75 |
| | | 2.05 | -5283.18 | -1338.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3485.37 |
| 3 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5283.18 | -1338.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3485.37 |
| | | 2.05 | -4571.49 | -2459.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -507.95 |
| 4 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -4571.49 | -2459.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -507.95 |
| | | 2.05 | -3859.80 | -2568.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4645.35 |
| 5 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -3859.80 | -2568.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4645.35 |
| | | 1.20 | -3429.39 | -2634.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 7767.44 |
| 6 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -3429.39 | -2634.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 7767.44 |
| | | 6.5E-01 | -3196.25 | -2670.79 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 9491.78 |
| 7 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -7345.05 | 1014.87 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3544.51 |
| | | 2.05 | -6633.36 | 905.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1576.37 |
| 8 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -6633.36 | 1642.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3361.79 |
| | | 2.05 | -5921.67 | 1533.28 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 106.23 |
| 9 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5921.67 | 2535.97 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2045.00 |
| | | 2.05 | -5209.98 | 2426.37 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3041.40 |
| 10 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5209.98 | 3724.19 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1148.84 |
| | | 2.05 | -4498.29 | 3614.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -8671.09 |
| 11 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -4498.29 | 4879.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7520.19 |
| | | 1.20 | -4067.88 | 4812.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -13335.30 |
| 12 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -4067.88 | 5602.37 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -12920.32 |
| | | 6.5E-01 | -3834.74 | 5566.47 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -16550.19 |
| 13 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -2670.79 | -3196.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -9491.78 |
| | | 6.7E-01 | -2789.39 | -2974.57 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7415.30 |
| 14 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -2789.39 | -2974.57 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7415.30 |
| | | 2.00 | -3141.84 | -2315.81 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2124.92 |
| 15 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -3141.84 | -2315.81 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2124.92 |
| | | 1.0E-04 | -3141.86 | -2315.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2124.69 |
| 16 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -3141.86 | -2315.78 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -2124.69 |
| | | 16.00 | -5961.48 | 2954.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7232.59 |
| 17 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5961.48 | 2954.27 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7232.59 |
| | | 1.0E-04 | -5961.49 | 2954.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7232.88 |
| 18 | COMB | | | | | | | |
| | | 0.00 | -5961.49 | 2954.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -7232.88 |
| | | 2.00 | -6313.95 | 3613.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -13800.25 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 19 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -6313.95 | 3613.07 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -13800.25 |
| | 6.7E-01 | -6432.55 | 3834.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -16306.44 |
| 20 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -9941.43 | 1864.14 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2682.08 |
| | 6.5E-01 | -6706.55 | 1864.14 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1470.39 |
| 21 | COMB | | | | | | |
| | 0.00 | -10579.93 | 677.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2958.92 |
| | 6.5E-01 | -7345.05 | 677.74 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2518.39 |

# 3.2 옹벽공

# 3.2.1 A1(H=5.5m) 좌우측

# ▶ 옹벽 5.5M

## 1. 일 반 단 면

### 1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 5.500 M
옹 벽 저 판 : B = 3.700 M

### 1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

## 2. 설 계 조 건

### 2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

### 2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량( $\gamma c$ ) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량( $\gamma t$ ) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각( $\Phi_1$ ) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각( $\Phi_2$ ) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력( C ) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각( β ) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고( Df ) : 1.500 m

### 2.3 사용토압

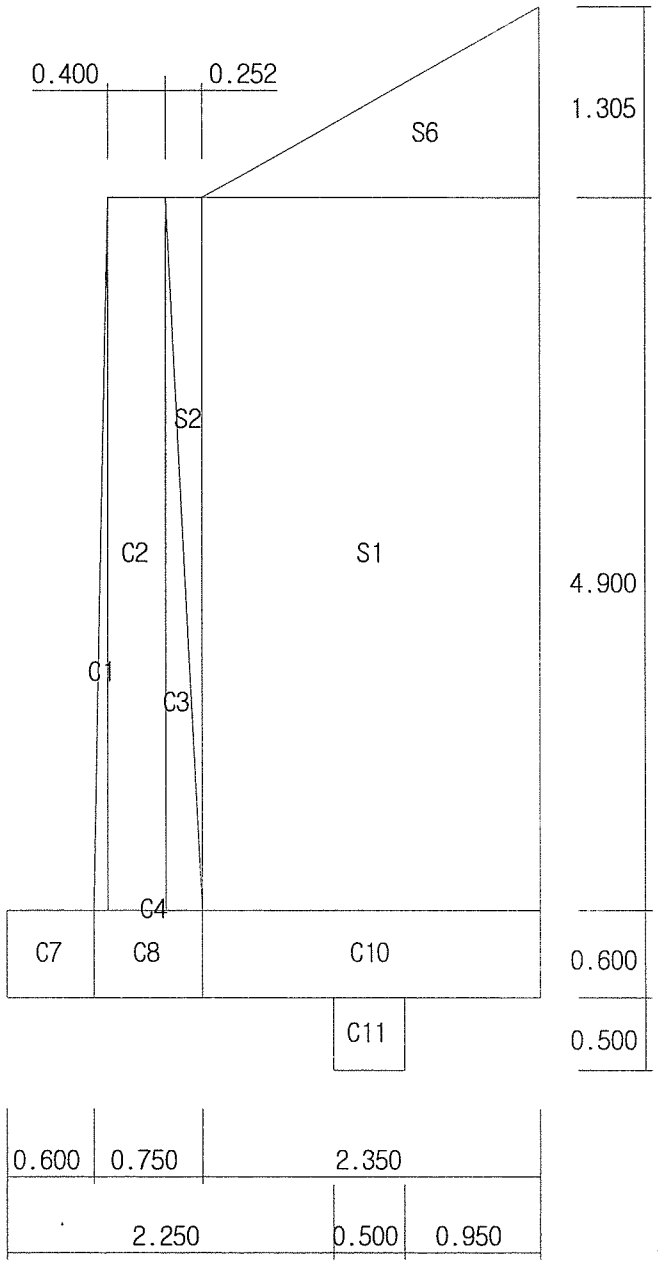
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

### 2.4 과재하중

과재 활하중 : $q\ell$ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

## 2.5 검토단면




H = 5.500 M  B = 3.700 M  α = 29.050 °

# 3. 안 정 계 산

## 3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

| 구분 | A | γ | W | Kh | H | x | y | Mr | Mo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 0.240 | 24.5 | 5.88 | 0.077 | 0.45 | 0.665 | 2.233 | 3.91 | 1.01 |
| C2 | 1.960 | 24.5 | 48.02 | 0.077 | 3.70 | 0.898 | 3.050 | 43.12 | 11.28 |
| C3 | 0.617 | 24.5 | 15.13 | 0.077 | 1.16 | 1.182 | 2.233 | 17.88 | 2.601 |
| C4 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.024 | 0.600 | 0.00 | 0.00 |
| C5 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.350 | 0.600 | 0.00 | 0.00 |
| C6 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.400 | 0.600 | 0.00 | 0.00 |
| C7 | 0.360 | 24.5 | 8.82 | 0.077 | 0.68 | 0.300 | 0.300 | 2.65 | 0.20 |
| C8 | 0.450 | 24.5 | 11.03 | 0.077 | 0.85 | 0.975 | 0.300 | 10.75 | 0.25 |
| C9 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 2.133 | 0.600 | 0.00 | 0.00 |
| C10 | 1.410 | 24.5 | 34.55 | 0.077 | 2.66 | 2.525 | 0.300 | 87.23 | 0.80 |
| C11 | 0.250 | 24.5 | 6.13 | 0.077 | 0.47 | 2.500 | -0.250 | 15.31 | -0.12 |
| 소계 | 5.288 | | 129.54 | | 9.97 | | | 180.85 | 16.03 |
| S1 | 11.515 | 19.0 | 218.79 | 0.077 | 16.85 | 2.525 | 3.050 | 552.43 | 51.38 |
| S2 | 0.617 | 19.0 | 11.73 | 0.077 | 0.90 | 1.266 | 3.867 | 14.85 | 3.49 |
| S3 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.350 | 0.600 | 0.00 | 0.00 |
| S4 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 2.525 | 0.600 | 0.00 | 0.00 |
| S5 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 2.917 | 0.600 | 0.00 | 0.00 |
| S6 | 1.534 | 19.0 | 29.14 | 0.077 | 2.24 | 2.917 | 5.935 | 84.99 | 13.32 |
| 소계 | 13.666 | | 259.66 | | 19.99 | | | 652.28 | 68.19 |
| 총계 | | | 389.20 | | 29.97 | | | 833.13 | 84.22 |

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 27.444 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 44.50 °일때..Ka = 0.6086
α= 44.00 °일때..Ka = 0.6200
α= 43.50 °일때..Ka = 0.6297
α= 43.00 °일때..Ka = 0.6377
α= 42.50 °일때..Ka = 0.6440
α= 42.00 °일때..Ka = 0.6485
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6511

▷ α= 41.00 ° 일때..Ka = 0.6518 최대값

α= 40.50 ° 일때..Ka = 0.6505
α= 40.00 ° 일때..Ka = 0.6472
α= 39.50 ° 일때..Ka = 0.6417
α= 39.00 ° 일때..Ka = 0.6339
α= 38.50 ° 일때..Ka = 0.6239
α= 38.00 ° 일때..Ka = 0.6116
α= 37.50 ° 일때..Ka = 0.5967

∴ Ka = 0.652 (쐐기중량 W = 1441.472 KN)
Kah = 0.652 ×cos 27.444 ° = 0.578
Kav = 0.652 ×sin 27.444 ° = 0.300

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.578 ×19.0 ×6.805²
= 254.502 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.300 ×19.0 ×6.805²
= 132.171 KN/m

y = H / 3 = 6.805 / 3 = 2.268 m
χ = 3.700 m

Mo = Pah ×y = 254.502 ×2.268
= 577.322 KN.m

Mr = Pav × χ= 132.171 ×3.700
= 489.034 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각( δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 ° 일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 ° 일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 ° 일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 ° 일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 ° 일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 ° 일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 ° 일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 ° 일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 ° 일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 ° 일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 ° 일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 ° 일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 ° 일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 ° 일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 ° 일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 719.776 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×6.805²
= 204.721 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×6.805²

= 118.195 KN/m

y = H / 2 = 6.805 / 2 = 3.403 m
χ = 3.700 m

Mo = Paeh ×y = 204.721 ×3.403
= 696.593 KN.m

Mr = Paev × χ= 118.195 ×3.700
= 437.323 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

## 3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

| 구 분 | V( KN ) | H( KN ) | Mr(KN.m) | Mo(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 자중 | 129.544 | 0.000 | 180.849 | 0.000 |
| 재하토사 자중 | 259.657 | 0.000 | 652.278 | 0.000 |
| 토 압 | 132.171 | 254.502 | 489.034 | 577.322 |
| Σ | 521.372 | 254.502 | 1322.161 | 577.322 |

2) 지진시 하중집계

| 구 분 | V( KN ) | H( KN ) | Mr(KN.m) | Mo(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 자중 | 129.544 | 9.975 | 180.849 | 16.029 |
| 재하토사 자중 | 259.657 | 19.994 | 652.278 | 68.192 |
| 토 압 | 118.195 | 204.721 | 437.323 | 696.593 |
| Σ | 507.396 | 234.689 | 1270.450 | 780.814 |

## 3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

ΣV = 521.372 KN
ΣMr = 1322.161 KN.m
ΣMo = 577.322 KN.m

e = B/2 - (ΣMr - ΣMo) / ΣV
= 3.700 / 2 - ( 1322.161 - 577.322 ) / 521.372
= 0.421 m ≤ B/6 = 0.617 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.421 m ≤ B/6 = 0.617 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 1322.161 / 577.322
= 2.290 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 507.396 KN
∑Mr = 1270.450 KN.m
∑Mo = 780.814 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 3.700 / 2 - ( 1270.450 - 780.814 ) / 507.396
= 0.885 m > B/6 = 0.617 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.885 m ≤ B/3 = 1.233 m ∴ O.K

## 3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.500 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 3.700 - 2 ×0.421 = 2.857m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 1175.980 KN/㎡
∴ qa = 391.993 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×( 1 + 6e / B ) = 237.200 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×( 1 - 6e / B ) = 44.622 KN/㎡

q_max = 237.200 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 3.700 - 2 ×0.885 = 1.930m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 1002.449 KN/㎡
∴ qae = 501.225 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 350.533 KN/㎡
여기서 x = 3 ( B/2 - e ) = 2.895 m

q_max = 350.533 ≤ qae ∴O.K

## 3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan( Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan( Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 521.372 KN
∑H = 254.502 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 213.944 + 160.753 + 68.946
= 443.644 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.500 m
Ae = 2.857 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 443.644 / 254.502
= 1.743 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 507.396 KN
∑H = 234.689 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 186.880 + 213.140 + 14.541
= 414.561 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.500 m
Ae = 1.930 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 414.561 / 234.689
= 1.766 ≥ 1.2 ∴ O.K

# 4. 단 면 검 토

## 4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

## 4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 736.895 KN
$\sum Mr$ = 1907.175 KN.m
$\sum Mo$ = 923.716 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 3.700 / 2 - ( 1907.175 - 923.716 ) / 736.895
= 0.515 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 365.616 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 32.705 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 834.195 KN
$\sum Mr$ = 2115.457 KN.m
$\sum Mo$ = 923.716 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 3.700 / 2 - ( 2115.457 - 923.716 ) / 834.195
= 0.421 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 379.521 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 71.396 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 736.895 KN
$\sum Mr$ = 1907.175 KN.m
$\sum Mo$ = 923.716 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 3.700 / 2 - ( 1907.175 - 923.716 ) / 736.895
= 0.515 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 365.616 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 32.705 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$\sum V$ = 507.396 KN
$\sum Mr$ = 1270.450 KN.m
$\sum Mo$ = 780.814 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 3.700 / 2 - ( 1270.450 - 780.814 ) / 507.396
= 0.885 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · $\sum V$) / (L · x) = 350.533 KN/㎡
여기서 x = 3 ( B/2 - e ) = 2.895 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

## 4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 앞굽자중 | 지반반력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | -11.907 | 203.174 | 191.267 |
| | 모멘트 | -3.572 | 62.572 | 59.000 |
| LCB2 | 전단력 | -14.112 | 212.723 | 198.611 |
| | 모멘트 | -4.234 | 65.316 | 61.082 |
| LCB3 | 전단력 | -11.907 | 203.174 | 191.267 |
| | 모멘트 | -3.572 | 62.572 | 59.000 |
| LCB4 | 전단력 | -8.820 | 188.525 | 179.705 |
| | 모멘트 | -2.646 | 58.737 | 56.091 |
| LCB5 | 전단력 | -8.820 | 132.952 | 124.132 |
| | 모멘트 | -2.646 | 40.822 | 38.176 |

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 뒷굽자중 | 재토자중 | 과재하중 | 지반반력 | 연직토압 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 54.905 | 334.700 | 0.000 | -325.303 | 211.474 | 275.775 |
| | 모멘트 | 64.306 | 408.681 | 0.000 | -284.924 | 496.964 | 685.028 |
| LCB2 | 전단력 | 65.072 | 396.682 | 0.000 | -397.728 | 211.474 | 275.500 |
| | 모멘트 | 76.215 | 484.363 | 0.000 | -377.267 | 496.964 | 680.274 |
| LCB3 | 전단력 | 54.905 | 334.700 | 0.000 | -325.303 | 211.474 | 275.775 |
| | 모멘트 | 64.306 | 408.681 | 0.000 | -284.924 | 496.964 | 685.028 |
| LCB4 | 전단력 | 40.670 | 247.926 | 0.000 | -144.513 | 118.195 | 262.279 |
| | 모멘트 | 47.634 | 302.727 | 0.000 | -74.424 | 277.759 | 553.696 |
| LCB5 | 전단력 | 40.670 | 247.926 | 0.000 | -248.580 | 132.171 | 172.187 |
| | 모멘트 | 47.634 | 302.727 | 0.000 | -235.792 | 310.603 | 425.171 |

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각( δ ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각( Θ ) : 2.944 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6159
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6182
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6202
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6219
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6260
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6364
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6430

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6457 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6443
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6386
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6285
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6138
α= 35.50 °일때..Ka = 0.5944
α= 35.00 °일때..Ka = 0.5700
α= 34.50 °일때..Ka = 0.5404

∴ Ka = 0.646 (쐐기중량 W = 1054.311 KN)
Kah = 0.646 ×cos 12.944 ° = 0.629
Kav = 0.646 ×sin 12.944 ° = 0.145

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 53.00 °일때..Kae = 0.5506
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5518
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5529
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5538
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5546
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5551
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5555

▷ α= 49.50 °일때..Kae = 0.5557 최대값

α= 49.00 °일때..Kae = 0.5557
α= 48.50 °일때..Kae = 0.5555
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5550
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5544
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5535
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5524
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5510

∴ Kae = 0.556 (쐐기중량 We = W/cos( Θ ) = 299.846 KN)
Kaeh = 0.556 ×cos 2.944 ° = 0.555
Kaev = 0.556 ×sin 2.944 ° = 0.029

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.629 ×19.0 ×4.900² = 143.537 KN/m

y = H / 3 = 4.900 / 3 = 1.633 m

Mo = Pah ×y = 143.537 ×1.633 = 234.444 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.555 ×19.0 ×4.900² = 126.582 KN/m

y = H / 2 = 4.900 / 2 = 2.450 m

Mo = Pah ×y = 126.582 ×2.450 = 310.126 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

| 구분 | A | γ | W | Kh | H | y | M |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 0.240 | 24.5 | 5.882 | 0.077 | 0.453 | 1.633 | 0.740 |
| C2 | 1.960 | 24.5 | 48.020 | 0.077 | 3.698 | 2.450 | 9.059 |
| C3 | 0.617 | 24.5 | 15.126 | 0.077 | 1.165 | 1.633 | 1.902 |
| 합 계 (벽체 하부) | | | 69.029 | | 5.315 | | 11.701 |

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 횡 토 압 | 과재하중 | 관 성 력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 229.660 | 0.000 | 0.000 | 229.660 |
| | 모멘트 | 375.111 | 0.000 | 0.000 | 375.111 |
| LCB2 | 전단력 | 229.660 | 0.000 | 0.000 | 229.660 |
| | 모멘트 | 375.111 | 0.000 | 0.000 | 375.111 |
| LCB3 | 전단력 | 229.660 | 0.000 | 0.000 | 229.660 |
| | 모멘트 | 375.111 | 0.000 | 0.000 | 375.111 |
| LCB4 | 전단력 | 126.582 | 0.000 | 5.315 | 131.897 |
| | 모멘트 | 310.126 | 0.000 | 11.701 | 321.828 |
| LCB5 | 전단력 | 143.537 | 0.000 | 0.000 | 143.537 |
| | 모멘트 | 234.444 | 0.000 | 0.000 | 234.444 |

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 $\mu$ = 0.577 (상 시)

Kpe = 2.863 $\mu$ = 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 활동저항력 | 마 찰 력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 303.197 | 40.610 | 343.806 |
| | 모멘트 | 75.799 | 10.152 | 85.952 |
| LCB2 | 전단력 | 342.311 | 49.458 | 391.769 |
| | 모멘트 | 85.578 | 12.365 | 97.942 |
| LCB3 | 전단력 | 303.197 | 40.610 | 343.806 |
| | 모멘트 | 75.799 | 10.152 | 85.952 |
| LCB4 | 전단력 | 186.880 | 13.806 | 200.687 |
| | 모멘트 | 46.720 | 3.452 | 50.172 |
| LCB5 | 전단력 | 213.944 | 30.911 | 244.856 |
| | 모멘트 | 53.486 | 7.728 | 61.214 |

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

( 단위 : KN, m )

| 구 분 | Mu | Mcr | Vu |
|---|---|---|---|
| 앞 굽 판 (A-A) | 61.082 | 38.176 | 198.611 |
| 뒷 굽 판 (B-B) | 375.111 | 234.444 | 275.775 |
| 벽 체 하 부 (C-C) | 375.111 | 234.444 | 229.660 |
| 활동 방지벽 (E-E) | 97.942 | 61.214 | 391.769 |

( 단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

## 4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 61.082 KN.m　　계수 전단력 Vu = 198.611 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 500.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00318
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04732 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 263364600.000 N.mm
= 263.365 KN.m ≥ Mu = 61.082 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.352 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 341.171 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.352 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00068 ⇒ 4/3 Preq = 0.00091
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 KN
Φv · Vc = 387.970 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 38.176 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00318
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.190　　j = 0.937
x = k · d = 94.922 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.717 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 51.303 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 51.303 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 1227.99 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1227.99 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 375.111 KN.m　　계수 전단력 Vu = 275.775 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 500.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00619
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 48.577 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02281 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 500882200.000 N.mm
= 500.882 KN.m ≥ Mu = 375.111 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 33.834 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 2156.926 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 33.834 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00431 ⇒ 4/3 Preq = 0.00575
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 KN
Φv · Vc = 387.970 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 234.444 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00619
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.254　　j = 0.915
x = k · d = 127.143 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 8.059 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 165.433 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 165.433 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 253.52 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 89.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 253.52 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 375.111 KN.m　　계수 전단력 Vu = 229.660 KN
단면의 두께 H = 750.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 650.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 2292.000 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00353
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 35.953 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04234 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 492523300.000 N.mm
= 492.523 KN.m ≥ Mu = 375.111 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 25.652 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 1635.306 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 25.652 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00252 ⇒ 4/3 Preq = 0.00335
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 504.361 KN
Φv · Vc = 504.361 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 234.444 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00353
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.199 j = 0.934
x = k · d = 129.265 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 5.977 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 168.539 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 168.539 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 241.00 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 241.00 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 97.942 KN.m　　계수 전단력 Vu = 391.769 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 1146.000 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00287
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 17.976 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05281 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 152353800.000 N.mm
= 152.354 KN.m ≥ Mu = 97.942 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 10.815 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 689.476 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 10.815 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00172 ⇒ 4/3 Preq = 0.00230
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv · Vc = Øv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Vu > Φv · Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H13 ×2.00 ea/m = 253.400 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)
Øv · Vs = Øv · Av · fy · D / (s ×1000) = 172.312 KN
s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 200.0 mm ..... ∴ O.K

Φv · Vn = Φv · Vc + Φv · Vs = 482.688 KN ≥ Vu ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 61.214 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00287
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.181　　j = 0.940
x = k · d = 72.489 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 4.494 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 142.124 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 142.124 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 327.85 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 327.85 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.265 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.211 % ≥ 0.20 % ∴O.K

# 5. 결 과 요 약

## 5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

| 구 분 | 전 도 | | | 활 동 | | | 지 지 력 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 작용편심 | 허용편심 | 비고 | 안전율 | 허용치 | 비고 | 최대반력 | 허용지지력 | 비고 |
| 상 시 | 0.421 | 0.617 | O.K | 1.743 | 1.500 | O.K | 237.200 | 391.993 | O.K |
| 지진시 | 0.885 | 1.233 | O.K | 1.766 | 1.200 | O.K | 350.533 | 501.225 | O.K |

## 5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

| 구 분 | 휨 모 멘 트 | | | 전 단 력 | | | 최외단 배근 간격(mm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Mu | ØMn | 비고 | Vu | ØVn | 비고 | S_st | Sa | 비고 |
| 앞 굽 판 | 61.08 | 263.36 | O.K | 198.61 | 387.97 | O.K | 1228.0 | 125.0 | O.K |
| 뒷 굽 판 | 375.11 | 500.88 | O.K | 275.78 | 387.97 | O.K | 253.5 | 125.0 | O.K |
| 벽체 하부 | 375.11 | 492.52 | O.K | 229.66 | 504.36 | O.K | 241.0 | 125.0 | O.K |
| 활동방지벽 | 97.94 | 152.35 | O.K | 391.77 | 482.69 | O.K | 327.8 | 250.0 | O.K |

2) 사용 철근량 요약

| 구 분 | 휨 철 근 량 | | | 전 단 철 근 량 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 철근배근 | 피복(mm) | 철근량(㎟) | 철근배근 | 간격(mm) | 철근량(㎟) |
| 앞 굽 판 | H16 @ 125mm | 100.0 | 1588.800 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 뒷 굽 판 | H22 @ 125mm | 100.0 | 3096.800 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 벽체 하부 | H19 @ 125mm | 100.0 | 2292.000 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 활동방지벽 | H19 @ 250mm | 100.0 | 1146.000 | H13 x 2.000Leg | 200.0 | 253.400 |

# 3.2.2 A2(H=3.5m) 좌측

# ▶ 옹벽 3.5M

## 1. 일 반 단 면

### 1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 3.500 M
옹 벽 저 판 : B = 2.500 M

### 1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

## 2. 설 계 조 건

### 2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

### 2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량( $\gamma c$ ) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량( $\gamma t$ ) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각( $\Phi_1$ ) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각( $\Phi_2$ ) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력( C ) : 0.000 KN/㎥
뒷채움흙의 경 사 각( β ) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고( Df ) : 1.000 m

### 2.3 사용토압

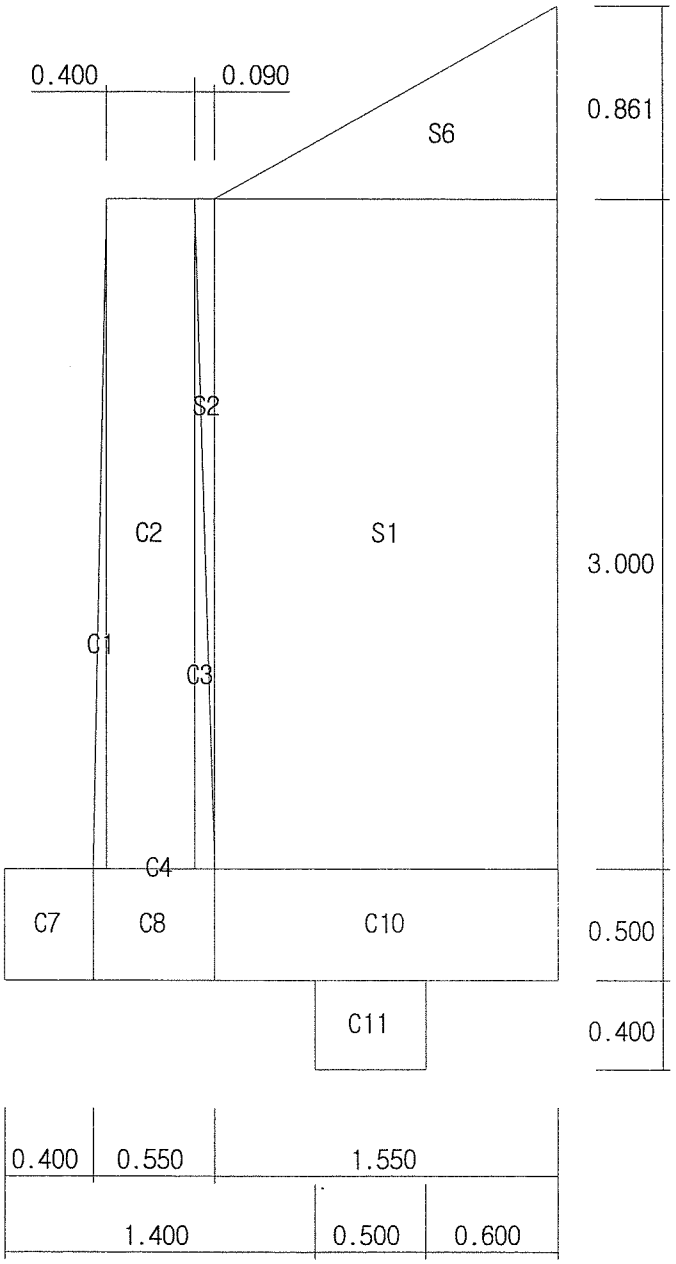
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

### 2.4 과재하중

과재 활하중 : $q\ell$ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

## 2.5 검토단면




H = 3.500 M B = 2.500 M α = 29.050 °

# 3. 안 정 계 산

## 3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

| 구분 | A | ɣ | W | Kh | H | x | y | Mr | Mo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 0.090 | 24.5 | 2.21 | 0.077 | 0.17 | 0.440 | 1.500 | 0.97 | 0.25 |
| C2 | 1.200 | 24.5 | 29.40 | 0.077 | 2.26 | 0.660 | 2.000 | 19.40 | 4.53 |
| C3 | 0.135 | 24.5 | 3.31 | 0.077 | 0.25 | 0.890 | 1.500 | 2.94 | 0.382 |
| C4 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.705 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| C5 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.950 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| C6 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.267 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| C7 | 0.200 | 24.5 | 4.90 | 0.077 | 0.38 | 0.200 | 0.250 | 0.98 | 0.09 |
| C8 | 0.275 | 24.5 | 6.74 | 0.077 | 0.52 | 0.675 | 0.250 | 4.55 | 0.13 |
| C9 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.467 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| C10 | 0.775 | 24.5 | 18.99 | 0.077 | 1.46 | 1.725 | 0.250 | 32.75 | 0.37 |
| C11 | 0.200 | 24.5 | 4.90 | 0.077 | 0.38 | 1.650 | -0.200 | 8.09 | -0.08 |
| 소계 | 2.875 | | 70.44 | | 5.42 | | | 69.68 | 5.68 |
| S1 | 4.650 | 19.0 | 88.35 | 0.077 | 6.80 | 1.725 | 2.000 | 152.40 | 13.61 |
| S2 | 0.135 | 19.0 | 2.57 | 0.077 | 0.20 | 0.920 | 2.500 | 2.36 | 0.49 |
| S3 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.950 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| S4 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.725 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| S5 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.983 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| S6 | 0.667 | 19.0 | 12.68 | 0.077 | 0.98 | 1.983 | 3.787 | 25.14 | 3.70 |
| 소계 | 5.452 | | 103.59 | | 7.98 | | | 179.91 | 17.80 |
| 총계 | | | 174.03 | | 13.40 | | | 249.59 | 23.47 |

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.229 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6395
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6437
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6634
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6746
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6814

▷ α= 37.50 ° 일때..Ka = 0.6835 최대값

α= 37.00 ° 일때..Ka = 0.6808
α= 36.50 ° 일때..Ka = 0.6730
α= 36.00 ° 일때..Ka = 0.6599
α= 35.50 ° 일때..Ka = 0.6414
α= 35.00 ° 일때..Ka = 0.6172
α= 34.50 ° 일때..Ka = 0.5870
α= 34.00 ° 일때..Ka = 0.5506

∴ Ka = 0.684 (쐐기중량 W = 884.877 KN)
Kah = 0.684 ×cos 28.229 ° = 0.602
Kav = 0.684 ×sin 28.229 ° = 0.323

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.602 ×19.0 ×4.361²
= 108.806 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.323 ×19.0 ×4.361²
= 58.413 KN/m

y = H / 3 = 4.361 / 3 = 1.454 m
χ = 2.500 m

Mo = Pah ×y = 108.806 ×1.454
= 158.166 KN.m

Mr = Pav × χ= 58.413 ×2.500
= 146.031 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각( δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 ° 일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 ° 일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 ° 일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 ° 일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 ° 일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 ° 일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 ° 일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 ° 일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 ° 일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 ° 일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 ° 일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 ° 일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 ° 일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 ° 일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 ° 일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 295.572 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×4.361²
= 84.067 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×4.361²

= 48.536 KN/m

y = H / 2 = 4.361 / 2 = 2.180 m
χ = 2.500 m

Mo = Paeh ×y = 84.067 ×2.180
= 183.307 KN.m

Mr = Paev × χ= 48.536 ×2.500
= 121.341 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

## 3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

| 구 분 | V( KN ) | H( KN ) | Mr(KN.m) | Mo(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 자중 | 70.438 | 0.000 | 69.684 | 0.000 |
| 재하토사 자중 | 103.593 | 0.000 | 179.907 | 0.000 |
| 토 압 | 58.413 | 108.806 | 146.031 | 158.166 |
| Σ | 232.443 | 108.806 | 395.623 | 158.166 |

2) 지진시 하중집계

| 구 분 | V( KN ) | H( KN ) | Mr(KN.m) | Mo(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 자중 | 70.438 | 5.424 | 69.684 | 5.678 |
| 재하토사 자중 | 103.593 | 7.977 | 179.907 | 17.796 |
| 토 압 | 48.536 | 84.067 | 121.341 | 183.307 |
| Σ | 222.566 | 97.468 | 370.932 | 206.782 |

## 3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

ΣV = 232.443 KN
ΣMr = 395.623 KN.m
ΣMo = 158.166 KN.m

e = B/2 - (ΣMr - ΣMo) / ΣV
= 2.500 / 2 - ( 395.623 - 158.166 ) / 232.443
= 0.228 m ≤ B/6 = 0.417 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.228 m ≤ B/6 = 0.417 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 395.623 / 158.166
= 2.501 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 222.566 KN
∑Mr = 370.932 KN.m
∑Mo = 206.782 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.500 / 2 - ( 370.932 - 206.782 ) / 222.566
= 0.512 m > B/6 = 0.417 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.512 m ≤ B/3 = 0.833 m ∴ O.K

## 3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.500 - 2 ×0.228 = 2.043m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 809.874 KN/㎡
∴ qa = 269.958 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×( 1 + 6e / B ) = 143.950 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×( 1 - 6e / B ) = 42.004 KN/㎡

q_max = 143.950 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.500 - 2 ×0.512 = 1.475m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 703.560 KN/㎡
∴ qae = 351.780 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 201.180 KN/㎡
여기서 x = 3 ( B/2 - e ) = 2.213 m

q_max = 201.180 ≤ qae ∴O.K

## 3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan( Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan( Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 232.443 KN
∑H = 108.806 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 121.184 + 52.886 + 40.920
= 214.990 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 2.043 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 214.990 / 108.806
= 1.976 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 222.566 KN
∑H = 97.468 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 120.704 + 69.013 + 17.332
= 207.049 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.475 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 207.049 / 97.468
= 2.124 ≥ 1.2 ∴ O.K

# 4. 단 면 검 토

## 4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

## 4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 328.401 KN
$\sum Mr$ = 570.599 KN.m
$\sum Mo$ = 253.066 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.500 / 2 - ( 570.599 - 253.066 ) / 328.401
= 0.283 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 220.609 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 42.111 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 371.908 KN
$\sum Mr$ = 632.996 KN.m
$\sum Mo$ = 253.066 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.500 / 2 - ( 632.996 - 253.066 ) / 371.908
= 0.228 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 230.319 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 67.207 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 328.401 KN
$\sum Mr$ = 570.599 KN.m
$\sum Mo$ = 253.066 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.500 / 2 - ( 570.599 - 253.066 ) / 328.401
= 0.283 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 220.609 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 42.111 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$\sum V$ = 222.566 KN
$\sum Mr$ = 370.932 KN.m
$\sum Mo$ = 206.782 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.500 / 2 - ( 370.932 - 206.782 ) / 222.566
= 0.512 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · $\sum V$) / (L · x) = 201.180 KN/㎡
여기서 x = 3 ( B/2 - e ) = 2.213 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

## 4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 앞굽자중 | 지반반력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | -6.615 | 82.532 | 75.917 |
| | 모멘트 | -1.323 | 16.887 | 15.564 |
| LCB2 | 전단력 | -7.840 | 86.908 | 79.068 |
| | 모멘트 | -1.568 | 17.730 | 16.162 |
| LCB3 | 전단력 | -6.615 | 82.532 | 75.917 |
| | 모멘트 | -1.323 | 16.887 | 15.564 |
| LCB4 | 전단력 | -4.900 | 73.198 | 68.298 |
| | 모멘트 | -0.980 | 15.125 | 14.145 |
| LCB5 | 전단력 | -4.900 | 54.318 | 49.418 |
| | 모멘트 | -0.980 | 11.081 | 10.101 |

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 뒷굽자중 | 재토자중 | 과재하중 | 지반반력 | 연직토압 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 32.248 | 136.387 | 0.000 | -151.041 | 93.460 | 111.055 |
| | 모멘트 | 24.496 | 110.121 | 0.000 | -94.900 | 144.863 | 184.581 |
| LCB2 | 전단력 | 38.220 | 161.644 | 0.000 | -182.546 | 93.460 | 110.778 |
| | 모멘트 | 29.033 | 130.514 | 0.000 | -121.227 | 144.863 | 183.183 |
| LCB3 | 전단력 | 32.248 | 136.387 | 0.000 | -151.041 | 93.460 | 111.055 |
| | 모멘트 | 24.496 | 110.121 | 0.000 | -94.900 | 144.863 | 184.581 |
| LCB4 | 전단력 | 23.888 | 101.028 | 0.000 | -72.475 | 48.536 | 100.976 |
| | 모멘트 | 18.145 | 81.571 | 0.000 | -30.502 | 75.231 | 144.445 |
| LCB5 | 전단력 | 23.888 | 101.028 | 0.000 | -114.092 | 58.413 | 69.236 |
| | 모멘트 | 18.145 | 81.571 | 0.000 | -75.767 | 90.539 | 114.490 |

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 1.718 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6115
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6138
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6158
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6177
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6192
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6205
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6213

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6217 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6216
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6209
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6195
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6172
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6249
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6295
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6233

∴ Ka = 0.622 (쐐기중량 W = 381.160 KN)
Kah = 0.622 ×cos 11.718 ° = 0.609
Kav = 0.622 ×sin 11.718 ° = 0.126

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5458
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5470
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5480
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5488
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5495
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5499
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5502

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5503 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5502
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5498
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5493
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5485
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5474
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5461
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5446

∴ Kae = 0.550 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 113.110 KN)
Kaeh = 0.550 ×cos 1.718 ° = 0.550
Kaev = 0.550 ×sin 1.718 ° = 0.017

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.609 ×19.0 ×3.000² = 52.051 KN/m

y = H / 3 = 3.000 / 3 = 1.000 m

Mo = Pah ×y = 52.051 ×1.000 = 52.051 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.550 ×19.0 ×3.000² = 47.030 KN/m

y = H / 2 = 3.000 / 2 = 1.500 m

Mo = Pah ×y = 47.030 ×1.500 = 70.545 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

| 구분 | A | γ | W | Kh | H | y | M |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 0.090 | 24.5 | 2.205 | 0.077 | 0.170 | 1.000 | 0.170 |
| C2 | 1.200 | 24.5 | 29.400 | 0.077 | 2.264 | 1.500 | 3.396 |
| C3 | 0.135 | 24.5 | 3.308 | 0.077 | 0.255 | 1.000 | 0.255 |
| 합 계 (벽체 하부) | | | 34.913 | | 2.688 | | 3.820 |

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 횡 토 압 | 과재하중 | 관 성 력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 83.282 | 0.000 | 0.000 | 83.282 |
| | 모멘트 | 83.282 | 0.000 | 0.000 | 83.282 |
| LCB2 | 전단력 | 83.282 | 0.000 | 0.000 | 83.282 |
| | 모멘트 | 83.282 | 0.000 | 0.000 | 83.282 |
| LCB3 | 전단력 | 83.282 | 0.000 | 0.000 | 83.282 |
| | 모멘트 | 83.282 | 0.000 | 0.000 | 83.282 |
| LCB4 | 전단력 | 47.030 | 0.000 | 2.688 | 49.718 |
| | 모멘트 | 70.545 | 0.000 | 3.820 | 74.365 |
| LCB5 | 전단력 | 52.051 | 0.000 | 0.000 | 52.051 |
| | 모멘트 | 52.051 | 0.000 | 0.000 | 52.051 |

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ = 0.577 (상 시)

Kpe = 2.863 μ = 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 활동저항력 | 마 찰 력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 174.461 | 29.676 | 204.137 |
| | 모멘트 | 34.892 | 5.935 | 40.827 |
| LCB2 | 전단력 | 193.894 | 35.410 | 229.304 |
| | 모멘트 | 38.779 | 7.082 | 45.861 |
| LCB3 | 전단력 | 174.461 | 29.676 | 204.137 |
| | 모멘트 | 34.892 | 5.935 | 40.827 |
| LCB4 | 전단력 | 120.704 | 14.767 | 135.471 |
| | 모멘트 | 24.141 | 2.953 | 27.094 |
| LCB5 | 전단력 | 121.184 | 22.132 | 143.315 |
| | 모멘트 | 24.237 | 4.426 | 28.663 |

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

( 단위 : KN, m )

| 구 분 | Mu | Mcr | Vu |
|---|---|---|---|
| 앞 굽 판 (A-A) | 16.162 | 10.101 | 79.068 |
| 뒷 굽 판 (B-B) | 83.282 | 52.051 | 111.055 |
| 벽 체 하 부 (C-C) | 83.282 | 52.051 | 83.282 |
| 활동 방지벽 (E-E) | 45.861 | 28.663 | 229.304 |

( 단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

## 4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 16.162 KN.m　　계수 전단력 Vu = 79.068 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 16.162 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.764 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 112.481 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.764 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00028 ⇒ 4/3 Preq = 0.00037
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 10.101 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.648 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 17.088 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 17.088 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 3686.75 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 3686.75 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 83.282 KN.m　　계수 전단력 Vu = 111.055 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 83.282 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 9.177 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 585.057 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 9.177 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00146 ⇒ 4/3 Preq = 0.00195
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 52.051 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 3.337 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 88.057 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 88.057 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 664.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 664.31 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 83.282 KN.m　　계수 전단력 Vu = 83.282 KN
단면의 두께 H = 550.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 450.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00353
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04228 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 236355000.000 N.mm
= 236.355 KN.m ≥ Mu = 83.282 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 8.138 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 518.776 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 8.138 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00115 ⇒ 4/3 Preq = 0.00154
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 349.173 KN
Φv · Vc = 349.173 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 52.051 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00353
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.199　　j = 0.934
x = k · d = 89.542 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.767 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 77.975 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 77.975 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 779.94 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 779.94 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 45.861 KN.m　　계수 전단력 Vu = 229.304 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 45.861 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.027 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 320.492 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.027 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00080 ⇒ 4/3 Preq = 0.00107
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 28.663 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153　　j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.461 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 95.065 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 95.065 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 598.38 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 598.38 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.361 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

# 5. 결 과 요 약

## 5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

| 구 분 | 전 도 | | | 활 동 | | | 지 지 력 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 작용편심 | 허용편심 | 비고 | 안전율 | 허용치 | 비고 | 최대반력 | 허용지지력 | 비고 |
| 상 시 | 0.228 | 0.417 | O.K | 1.976 | 1.500 | O.K | 143.950 | 269.958 | O.K |
| 지진시 | 0.512 | 0.833 | O.K | 2.124 | 1.200 | O.K | 201.180 | 351.780 | O.K |

## 5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

| 구 분 | 휨 모 멘 트 | | | 전 단 력 | | | 최외단 배근 간격(mm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Mu | ØMn | 비고 | Vu | ØVn | 비고 | S_st | Sa | 비고 |
| 앞 굽 판 | 16.16 | 209.35 | O.K | 79.07 | 310.38 | O.K | 3686.8 | 125.0 | O.K |
| 뒷 굽 판 | 83.28 | 209.35 | O.K | 111.05 | 310.38 | O.K | 664.3 | 125.0 | O.K |
| 벽체 하부 | 83.28 | 236.35 | O.K | 83.28 | 349.17 | O.K | 779.9 | 125.0 | O.K |
| 활동방지벽 | 45.86 | 106.36 | O.K | 229.30 | 310.38 | O.K | 598.4 | 250.0 | O.K |

2) 사용 철근량 요약

| 구 분 | 휨 철 근 량 | | | 전 단 철 근 량 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 철근배근 | 피복(mm) | 철근량(㎟) | 철근배근 | 간격(mm) | 철근량(㎟) |
| 앞 굽 판 | H16 @ 125mm | 100.0 | 1588.800 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 뒷 굽 판 | H16 @ 125mm | 100.0 | 1588.800 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 벽체 하부 | H16 @ 125mm | 100.0 | 1588.800 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 활동방지벽 | H16 @ 250mm | 100.0 | 794.400 | H13 x 2.000Leg | 200.0 | 253.400 |

# 3.2.3 A2(H=3.0m) 우측

# ▶ 옹벽 3.0M

## 1. 일 반 단 면

### 1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 3.000 M
옹 벽 저 판 : B = 2.200 M

### 1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

## 2. 설 계 조 건

### 2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

### 2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량( $\gamma c$ ) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량( $\gamma t$ ) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각( $\Phi_1$ ) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각( $\Phi_2$ ) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력( C ) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각( β ) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고( Df ) : 1.000 m

### 2.3 사용토압

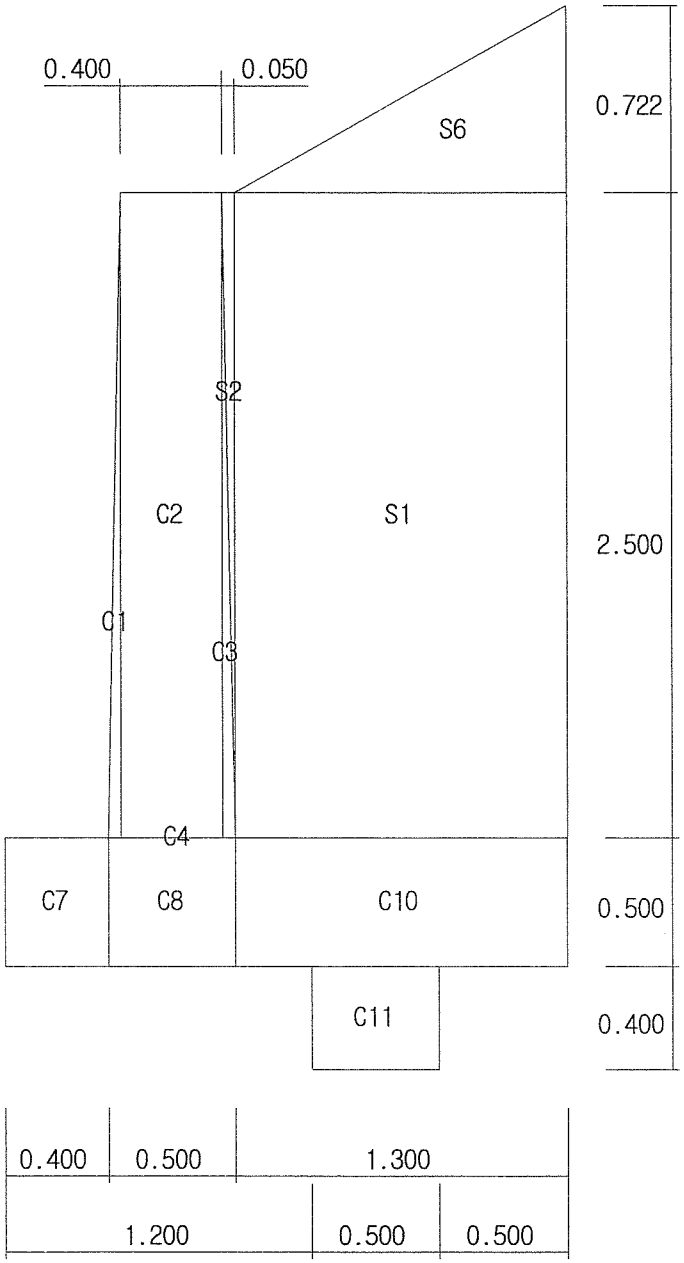
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

### 2.4 과재하중

과재 활하중 : $q\ell$ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

## 2.5 검토단면




H = 3.000 M B = 2.200 M α= 29.050 °

# 3. 안 정 계 산

## 3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

| 구분 | A | γ | W | Kh | H | x | y | Mr | Mo |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 0.062 | 24.5 | 1.53 | 0.077 | 0.12 | 0.433 | 1.333 | 0.66 | 0.16 |
| C2 | 1.000 | 24.5 | 24.50 | 0.077 | 1.89 | 0.650 | 1.750 | 15.93 | 3.30 |
| C3 | 0.063 | 24.5 | 1.53 | 0.077 | 0.12 | 0.867 | 1.333 | 1.33 | 0.157 |
| C4 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.675 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| C5 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.900 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| C6 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.267 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| C7 | 0.200 | 24.5 | 4.90 | 0.077 | 0.38 | 0.200 | 0.250 | 0.98 | 0.09 |
| C8 | 0.250 | 24.5 | 6.13 | 0.077 | 0.47 | 0.650 | 0.250 | 3.98 | 0.12 |
| C9 | 0.000 | 24.5 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.333 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| C10 | 0.650 | 24.5 | 15.93 | 0.077 | 1.23 | 1.550 | 0.250 | 24.68 | 0.31 |
| C11 | 0.200 | 24.5 | 4.90 | 0.077 | 0.38 | 1.450 | -0.200 | 7.11 | -0.08 |
| 소계 | 2.425 | | 59.41 | | 4.57 | | | 54.67 | 4.06 |
| S1 | 3.250 | 19.0 | 61.75 | 0.077 | 4.75 | 1.550 | 1.750 | 95.71 | 8.32 |
| S2 | 0.063 | 19.0 | 1.19 | 0.077 | 0.09 | 0.883 | 2.167 | 1.05 | 0.20 |
| S3 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 0.900 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| S4 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.550 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| S5 | 0.000 | 19.0 | 0.00 | 0.077 | 0.00 | 1.767 | 0.500 | 0.00 | 0.00 |
| S6 | 0.469 | 19.0 | 8.92 | 0.077 | 0.69 | 1.767 | 3.241 | 15.75 | 2.23 |
| 소계 | 3.782 | | 71.86 | | 5.53 | | | 112.52 | 10.74 |
| 총계 | | | 131.27 | | 10.11 | | | 167.18 | 14.80 |

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.432 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6477
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6514
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6548
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6578
α= 38.00 °일때..Ka = 0.6603
α= 37.50 °일때..Ka = 0.6731
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6832

▷ α= 36.50 ° 일때..Ka = 0.6868 최대값

α= 36.00 ° 일때..Ka = 0.6837
α= 35.50 ° 일때..Ka = 0.6736
α= 35.00 ° 일때..Ka = 0.6562
α= 34.50 ° 일때..Ka = 0.6311
α= 34.00 ° 일때..Ka = 0.5981
α= 33.50 ° 일때..Ka = 0.5567
α= 33.00 ° 일때..Ka = 0.5067

∴ Ka = 0.687 (쐐기중량 W = 740.721 KN)
Kah = 0.687 ×cos 28.432 ° = 0.604
Kav = 0.687 ×sin 28.432 ° = 0.327

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.604 ×19.0 ×3.722²
= 79.491 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.327 ×19.0 ×3.722²
= 43.039 KN/m

y = H / 3 = 3.722 / 3 = 1.241 m
χ = 2.200 m

Mo = Pah ×y = 79.491 ×1.241
= 98.624 KN.m

Mr = Pav × χ= 43.039 ×2.200
= 94.685 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각( δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 ° 일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 ° 일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 ° 일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 ° 일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 ° 일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 ° 일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 ° 일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 ° 일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 ° 일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 ° 일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 ° 일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 ° 일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 ° 일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 ° 일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 ° 일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 215.315 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×3.722²
= 61.240 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×3.722²

= 35.357 KN/m

y = H / 2 = 3.722 / 2 = 1.861 m
χ = 2.200 m

Mo = Paeh ×y = 61.240 ×1.861
= 113.971 KN.m

Mr = Paev × χ= 35.357 ×2.200
= 77.786 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

## 3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

| 구 분 | V( KN ) | H( KN ) | Mr(KN.m) | Mo(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 자중 | 59.413 | 0.000 | 54.666 | 0.000 |
| 재하토사 자중 | 71.855 | 0.000 | 112.516 | 0.000 |
| 토 압 | 43.039 | 79.491 | 94.685 | 98.624 |
| Σ | 174.307 | 79.491 | 261.867 | 98.624 |

2) 지진시 하중집계

| 구 분 | V( KN ) | H( KN ) | Mr(KN.m) | Mo(KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 콘크리트 자중 | 59.413 | 4.575 | 54.666 | 4.059 |
| 재하토사 자중 | 71.855 | 5.533 | 112.516 | 10.744 |
| 토 압 | 35.357 | 61.240 | 77.786 | 113.971 |
| Σ | 166.625 | 71.348 | 244.968 | 128.774 |

## 3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

ΣV = 174.307 KN
ΣMr = 261.867 KN.m
ΣMo = 98.624 KN.m

e = B/2 - (ΣMr - ΣMo) / ΣV
= 2.200 / 2 - ( 261.867 - 98.624 ) / 174.307
= 0.163 m ≤ B/6 = 0.367 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.163 m ≤ B/6 = 0.367 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 261.867 / 98.624
= 2.655 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 166.625 KN
∑Mr = 244.968 KN.m
∑Mo = 128.774 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.200 / 2 - ( 244.968 - 128.774 ) / 166.625
= 0.403 m > B/6 = 0.367 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.403 m ≤ B/3 = 0.733 m ∴ O.K

## 3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 $\alpha$ = 1.000 $\beta$ = 0.500
Be = B - 2e = 2.200 - 2 ×0.163 = 1.873m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 778.043 KN/㎡
∴ qa = 259.348 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B·L) ×( 1 + 6e / B ) = 114.554 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B·L) ×( 1 - 6e / B ) = 43.907 KN/㎡

q_max = 114.554 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 $\alpha$ = 1.000 $\beta$ = 0.500
Be = B - 2e = 2.200 - 2 ×0.403 = 1.395m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 688.512 KN/㎡
∴ qae = 344.256 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 159.297 KN/㎡
여기서 x = 3 ( B/2 - e ) = 2.092 m

q_max = 159.297 ≤ qae ∴O.K

## 3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan( Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan( Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 174.307 KN
∑H = 79.491 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 104.572 + 31.159 + 34.620
= 170.350 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.873 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 170.350 / 79.491
= 2.143 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 166.625 KN
∑H = 71.348 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 108.009 + 40.991 + 17.490
= 166.490 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.395 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 166.490 / 71.348
= 2.333 ≥ 1.2 ∴ O.K

# 4. 단 면 검 토

## 4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

## 4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 246.074 KN
$\sum Mr$ = 377.192 KN.m
$\sum Mo$ = 157.798 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.200 / 2 - ( 377.192 - 157.798 ) / 246.074
= 0.208 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 175.431 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 48.272 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 278.890 KN
$\sum Mr$ = 418.987 KN.m
$\sum Mo$ = 157.798 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.200 / 2 - ( 418.987 - 157.798 ) / 278.890
= 0.163 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 183.286 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 70.251 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 246.074 KN
$\sum Mr$ = 377.192 KN.m
$\sum Mo$ = 157.798 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.200 / 2 - ( 377.192 - 157.798 ) / 246.074
= 0.208 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 + 6e / B ) = 175.431 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×( 1 - 6e / B ) = 48.272 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$\sum V$ = 166.625 KN
$\sum Mr$ = 244.968 KN.m
$\sum Mo$ = 128.774 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.200 / 2 - ( 244.968 - 128.774 ) / 166.625
= 0.403 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · $\sum V$) / (L · x) = 159.297 KN/㎡
여기서 x = 3 ( B/2 - e ) = 2.092 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

## 4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 앞굽자중 | 지반반력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | -6.615 | 65.548 | 58.933 |
| | 모멘트 | -1.323 | 13.418 | 12.095 |
| LCB2 | 전단력 | -7.840 | 69.204 | 61.364 |
| | 모멘트 | -1.568 | 14.115 | 12.547 |
| LCB3 | 전단력 | -6.615 | 65.548 | 58.933 |
| | 모멘트 | -1.323 | 13.418 | 12.095 |
| LCB4 | 전단력 | -4.900 | 57.627 | 52.727 |
| | 모멘트 | -0.980 | 11.932 | 10.952 |
| LCB5 | 전단력 | -4.900 | 43.252 | 38.352 |
| | 모멘트 | -0.980 | 8.822 | 7.842 |

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 뒷굽자중 | 재토자중 | 과재하중 | 지반반력 | 연직토압 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 28.114 | 95.401 | 0.000 | -111.594 | 68.862 | 80.783 |
| | 모멘트 | 17.612 | 64.619 | 0.000 | -61.954 | 89.521 | 109.798 |
| LCB2 | 전단력 | 33.320 | 113.068 | 0.000 | -134.742 | 68.862 | 80.508 |
| | 모멘트 | 20.874 | 76.586 | 0.000 | -78.176 | 89.521 | 108.805 |
| LCB3 | 전단력 | 28.114 | 95.401 | 0.000 | -111.594 | 68.862 | 80.783 |
| | 모멘트 | 17.612 | 64.619 | 0.000 | -61.954 | 89.521 | 109.798 |
| LCB4 | 전단력 | 20.825 | 70.668 | 0.000 | -54.097 | 35.357 | 72.753 |
| | 모멘트 | 13.046 | 47.866 | 0.000 | -21.494 | 45.964 | 85.382 |
| LCB5 | 전단력 | 20.825 | 70.668 | 0.000 | -84.214 | 43.039 | 50.318 |
| | 모멘트 | 13.046 | 47.866 | 0.000 | -48.860 | 55.950 | 68.003 |

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각( δ ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각( Θ ) : 1.146 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 °일때..Ka = 0.6095
α= 41.00 °일때..Ka = 0.6118
α= 40.50 °일때..Ka = 0.6139
α= 40.00 °일때..Ka = 0.6158
α= 39.50 °일때..Ka = 0.6174
α= 39.00 °일때..Ka = 0.6186
α= 38.50 °일때..Ka = 0.6195

▷ α= 38.00 °일때..Ka = 0.6200 최대값

α= 37.50 °일때..Ka = 0.6199
α= 37.00 °일때..Ka = 0.6192
α= 36.50 °일때..Ka = 0.6178
α= 36.00 °일때..Ka = 0.6155
α= 35.50 °일때..Ka = 0.6121
α= 35.00 °일때..Ka = 0.6073
α= 34.50 °일때..Ka = 0.6118

∴ Ka = 0.620 (쐐기중량 W = 264.100 KN)
Kah = 0.620 ×cos 11.146 ° = 0.608
Kav = 0.620 ×sin 11.146 ° = 0.120

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 °일때..Kae = 0.5430
α= 52.00 °일때..Kae = 0.5442
α= 51.50 °일때..Kae = 0.5453
α= 51.00 °일때..Kae = 0.5462
α= 50.50 °일때..Kae = 0.5469
α= 50.00 °일때..Kae = 0.5474
α= 49.50 °일때..Kae = 0.5477

▷ α= 49.00 °일때..Kae = 0.5479 최대값

α= 48.50 °일때..Kae = 0.5478
α= 48.00 °일때..Kae = 0.5475
α= 47.50 °일때..Kae = 0.5469
α= 47.00 °일때..Kae = 0.5462
α= 46.50 °일때..Kae = 0.5452
α= 46.00 °일때..Kae = 0.5439
α= 45.50 °일때..Kae = 0.5424

∴ Kae = 0.548 (쐐기중량 We = W/cos( Θ ) = 77.953 KN)
Kaeh = 0.548 ×cos 1.146 ° = 0.548
Kaev = 0.548 ×sin 1.146 ° = 0.011

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.608 \times 19.0 \times 2.500^2 = 36.117$ KN/m

y = H / 3 = 2.500 / 3 = 0.833 m

Mo = Pah ×y = 36.117 ×0.833 = 30.097 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.548 ×19.0 ×2.500² = 32.523 KN/m

y = H / 2 = 2.500 / 2 = 1.250 m

Mo = Pah ×y = 32.523 ×1.250 = 40.654 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

| 구분 | A | γ | W | Kh | H | y | M |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C1 | 0.062 | 24.5 | 1.531 | 0.077 | 0.118 | 0.833 | 0.098 |
| C2 | 1.000 | 24.5 | 24.500 | 0.077 | 1.887 | 1.250 | 2.358 |
| C3 | 0.063 | 24.5 | 1.531 | 0.077 | 0.118 | 0.833 | 0.098 |
| 합 계 (벽체 하부) | | | 27.563 | | 2.122 | | 2.555 |

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 횡 토 압 | 과재하중 | 관 성 력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 57.787 | 0.000 | 0.000 | 57.787 |
| | 모멘트 | 48.156 | 0.000 | 0.000 | 48.156 |
| LCB2 | 전단력 | 57.787 | 0.000 | 0.000 | 57.787 |
| | 모멘트 | 48.156 | 0.000 | 0.000 | 48.156 |
| LCB3 | 전단력 | 57.787 | 0.000 | 0.000 | 57.787 |
| | 모멘트 | 48.156 | 0.000 | 0.000 | 48.156 |
| LCB4 | 전단력 | 32.523 | 0.000 | 2.122 | 34.645 |
| | 모멘트 | 40.654 | 0.000 | 2.555 | 43.208 |
| LCB5 | 전단력 | 36.117 | 0.000 | 0.000 | 36.117 |
| | 모멘트 | 30.097 | 0.000 | 0.000 | 30.097 |

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ = 0.577 (상 시)

Kpe = 2.863 μ = 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

| 구 분 | | 활동저항력 | 마 찰 력 | 총 계 |
|---|---|---|---|---|
| LCB1 | 전단력 | 151.313 | 26.449 | 177.762 |
| | 모멘트 | 30.263 | 5.290 | 35.552 |
| LCB2 | 전단력 | 167.315 | 31.404 | 198.718 |
| | 모멘트 | 33.463 | 6.281 | 39.744 |
| LCB3 | 전단력 | 151.313 | 26.449 | 177.762 |
| | 모멘트 | 30.263 | 5.290 | 35.552 |
| LCB4 | 전단력 | 108.009 | 14.112 | 122.121 |
| | 모멘트 | 21.602 | 2.822 | 24.424 |
| LCB5 | 전단력 | 104.572 | 19.627 | 124.199 |
| | 모멘트 | 20.914 | 3.925 | 24.840 |

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

( 단위 : KN, m )

| 구 분 | Mu | Mcr | Vu |
|---|---|---|---|
| 앞 굽 판 (A-A) | 12.547 | 7.842 | 61.364 |
| 뒷 굽 판 (B-B) | 48.156 | 30.097 | 80.783 |
| 벽 체 하 부 (C-C) | 48.156 | 30.097 | 57.787 |
| 활동 방지벽 (E-E) | 39.744 | 24.840 | 198.718 |

( 단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

## 4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 12.547 KN.m　　계수 전단력 Vu = 61.364 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟　∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 12.547 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 1.369 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 87.280 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 1.369 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00022 ⇒ 4/3 Preq = 0.00029
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 7.842 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 0.503 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 13.266 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 13.266 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 4748.93 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 4748.93 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 48.156 KN.m　　계수 전단력 Vu = 80.783 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 48.156 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.281 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 336.637 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.281 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00084 ⇒ 4/3 Preq = 0.00112
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 30.097 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.929 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 50.917 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 50.917 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 1237.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1237.31 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 48.156 KN.m　　계수 전단력 Vu = 57.787 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 48.156 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.281 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 336.637 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.281 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00084 ⇒ 4/3 Preq = 0.00112
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 30.097 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.929 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 50.917 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 50.917 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 1237.31 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1237.31 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa  fy = 400.0MPa
β1 = 0.836  Øf = 0.90  Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 39.744 KN.m  계수 전단력 Vu = 198.718 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm  단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm  피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · ( D - a/2 ) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 39.744 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 4.353 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 277.508 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 4.353 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00069 ⇒ 4/3 Preq = 0.00093
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 24.840 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153 j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.133 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 82.385 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 82.385 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [ 375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst) ] = 725.88 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 725.88 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

# 5. 결 과 요 약

## 5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

| 구 분 | 전 도 | | | 활 동 | | | 지 지 력 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 작용편심 | 허용편심 | 비고 | 안전율 | 허용치 | 비고 | 최대반력 | 허용지지력 | 비고 |
| 상 시 | 0.163 | 0.367 | O.K | 2.143 | 1.500 | O.K | 114.554 | 259.348 | O.K |
| 지진시 | 0.403 | 0.733 | O.K | 2.333 | 1.200 | O.K | 159.297 | 344.256 | O.K |

## 5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

| 구 분 | 휨 모 멘 트 | | | 전 단 력 | | | 최외단 배근 간격(mm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Mu | ØMn | 비고 | Vu | ØVn | 비고 | S_st | Sa | 비고 |
| 앞 굽 판 | 12.55 | 209.35 | O.K | 61.36 | 310.38 | O.K | 4748.9 | 125.0 | O.K |
| 뒷 굽 판 | 48.16 | 209.35 | O.K | 80.78 | 310.38 | O.K | 1237.3 | 125.0 | O.K |
| 벽체 하부 | 48.16 | 209.35 | O.K | 57.79 | 310.38 | O.K | 1237.3 | 125.0 | O.K |
| 활동방지벽 | 39.74 | 106.36 | O.K | 198.72 | 310.38 | O.K | 725.9 | 250.0 | O.K |

2) 사용 철근량 요약

| 구 분 | 휨 철 근 량 | | | 전 단 철 근 량 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 철근배근 | 피복(mm) | 철근량(㎟) | 철근배근 | 간격(mm) | 철근량(㎟) |
| 앞 굽 판 | H16 @ 125mm | 100.0 | 1588.800 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 뒷 굽 판 | H16 @ 125mm | 100.0 | 1588.800 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 벽체 하부 | H16 @ 125mm | 100.0 | 1588.800 | H13 x 2.000Leg | 400.0 | 253.400 |
| 활동방지벽 | H16 @ 250mm | 100.0 | 794.400 | H13 x 2.000Leg | 200.0 | 253.400 |

# 3.3 가시설공

# 3.3.1 A1 버팀보

# I. 설 계 조 건

## I-1. 지 반 자 료

### 1) 각 토층의 토질정수

| 토층 번호 | 상 단 EL(m) | 하 단 EL(m) | 단위중량 (t/㎥) | N | 점착력 (t/㎡) | 전 단 저항각(DO) | 토질 형태 | 지반반력계수 (t/㎥) | 마찰저항 (kgf/㎠) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | -1.460 | 1.75 | 6 | 3.000 | 0.00 | CLAY | 1430.235 | 0.00 |
| 2 | -1.460 | -3.960 | 1.95 | 30 | 1.900 | 29.00 | WEA.SOIL | 2749.092 | 0.00 |
| 3 | -3.960 | -4.960 | 2.00 | 50 | 2.900 | 31.00 | WEA.ROCK | 3382.672 | 0.00 |
| 4 | -4.960 | -10.000 | 2.30 | 50 | 25.000 | 33.00 | SOFTROCK | 3382.672 | 0.00 |

### 2) 각 토층의 토압계수

| 토층 번호 | 상 단 EL(m) | 하 단 EL(m) | RANKINE식 Ka | RANKINE식 Kp | COULOMB식 Ka | COULOMB식 Kp | CAQUOT & KERISEL Ka | CAQUOT & KERISEL Kp | 정지토압 Ko |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | -1.460 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 2 | -1.460 | -3.960 | 0.347 | 2.882 | 0.309 | 5.600 | 0.347 | 4.607 | 0.515 |
| 3 | -3.960 | -4.960 | 0.320 | 3.124 | 0.286 | 6.679 | 0.320 | 5.284 | 0.485 |
| 4 | -4.960 | -10.000 | 0.295 | 3.392 | 0.264 | 8.084 | 0.295 | 6.099 | 0.455 |

## I-2. 상 재 하 중

| NO | X-NEAR (m) | X-FAR (m) | EL. (m) | LOAD (t/㎡) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 20.000 | 0.000 | 1.500 |

## I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -0.260 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -4.960 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

## I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -5.150 (m)
* 엄지말뚝 근입길이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 4
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.800 -5.150 -5.150

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE. SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile .SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 2100000. (kgf/cm²)
* 단 면 적 (A) = 173.2 (cm²)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 32400.0 (cm⁴ )
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.0 (cm³)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Rv) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

| NO | T Y P E | 탄성계수(E) (kgf/cm²) | 단면적(A) (cm²) | 단면2차반경(cm) Rx | Rv | 단 면 계 수 Zx(cm³) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | H-250X250X9X14 | 2100000. | 92.180 | 10.800 | 6.290 | 867.00 |

ㅇ. W A L E T Y P E

| NO | T Y P E | 단 면 적(A) (cm²) | 단면2차반경(cm) Rx | Rv | 단 면 계 수(Z) (cm³) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | H-250X250X9X14 | 92.180 | 10.800 | 6.290 | 867.00 |

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

| NO | EL. (m) | 버팀보 형식 | 설치각 (DO) | 자유및정착장 강축 | 자유및정착장 약축 | 설치간격 (m) | Cable 수(ea) | Spring정수 (t/m) | S/Type 한계압력 | WALE Type | WALE 설치수 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | Strut | 0.0 | 7.14 | 4.00 | 2.00 | 1 | 13555.9 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | -2.300 | Strut | 0.0 | 7.14 | 4.00 | 2.00 | 1 | 13555.9 | 1 | 1 | 1 |

Next Page

## I-8. 가 설 구 조 물

### 1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

### 2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400.SS-490)

| 종 류 | 허 용 응 력 도 (Kgf/㎠) | |
|---|---|---|
| 1. 축방향 인장 | 1.400 x 1.5 = 2.100 | |
| 2. 축방향 압축<br>L(Cm):유효 좌굴장<br>R(Cm):단면 2차반경 | L/R <= 20 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| | 20<L/R<93 | 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) |
| | 93 <= L/R | $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$ |
| 3. 휨 응 력<br>B:압축Flange폭<br>L:Flange 고정 점간거리 | 인 장 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| | 압 축 L/B<=4.5<br>4.5<L/B<=30 | 1.400 x 1.5 = 2.100<br>2.100-36(L/B-4.5) |
| 4. 전단응력 | 800 x 1.5 = 1.200 | |
| 5. 용접강도 | 공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90% | |

(도로교설계기준. 2000)

### 3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

## II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한,토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 하하여 실시하며,수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

### II-1. 최 종 굴 착 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Ka (1) | Ka (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pa1 | 계 (t/㎡) Pa2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | h= 0.84 | Rt= 0.95 |
| 1 | -2.300 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.040 | 0.000 | 0.000 | 2.040 | 2.040 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.66 | Rt= 0.95 |
| 2 | -3.960 | 1.9 | 2.9 | 0.347 | 0.320 | 3.700 | 0.000 | 0.000 | 3.700 | 3.700 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.00 | Rt= 1.00 |
| 3 | -4.960 | 2.9 | 25.0 | 0.320 | 0.295 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.19 | Rt= 2.30 |
| 4 | -5.150 | 25.0 | 25.0 | 0.295 | 0.295 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.50 | Rt= 2.30 |
| 5 | -6.650 | 25.0 | 0.0 | 0.295 | 0.000 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 | |

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Kp (1) | Kp (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pp1 | 계 (t/㎡) Pp2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -5.150 | 0.0 | 25.0 | 0.000 | 3.392 | 0.000 | 0.000 | 92.088 | 0.000 | 92.088 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.50 | Rt= 2.30 |
| 2 | -6.650 | 25.0 | 0.0 | 3.392 | 0.000 | 1.500 | 103.791 | 0.000 | 105.291 | 0.000 | |

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.50 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 2.040 + 3.700 ) x 0.5 x 1.660 x 0.910 x 0.6 = 2.601 tf-m
2. ( 3.700 + 4.700 ) x 0.5 x 1.000 x 2.180 x 0.6 = 5.493 tf-m
3. ( 4.700 + 4.700 ) x 0.5 x 0.190 x 2.755 x 0.6 = 1.476 tf-m
4. ( 4.700 + 4.700 ) x 0.5 x 1.500 x 3.600 x 0.6 = 15.228 tf-m

Total moment (Ma) = 24.799 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 92.088 +105.291 ) x 0.5 x 1.500 x 3.617 x 0.6 = 321.239 tf-m

Total moment (Mp) = 321.239 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 321.239 / 24.799

= 12.954 > 1.20 O.K.

Next Page

## II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Ka (1) | Ka (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pa1 | 계 (t/㎡) Pa2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | h= 0.24 | Rt= 0.75 |
| 1 | -0.500 | 3.0 | 3.0 | 1.000 | 1.000 | 0.240 | 0.000 | 0.000 | 0.240 | 0.240 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.96 | Rt= 0.75 |
| 2 | -1.460 | 3.0 | 1.9 | 1.000 | 0.347 | 1.200 | 0.000 | 0.000 | 1.200 | 1.200 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.84 | Rt= 0.95 |
| 3 | -2.300 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.040 | 0.000 | 0.000 | 2.040 | 2.040 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.50 | Rt= 0.95 |
| 4 | -2.800 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.540 | 0.000 | 0.000 | 2.540 | 2.540 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.16 | Rt= 0.95 |
| 5 | -3.960 | 1.9 | 2.9 | 0.347 | 0.320 | 3.700 | 0.000 | 0.000 | 3.700 | 3.700 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.00 | Rt= 1.00 |
| 6 | -4.960 | 2.9 | 25.0 | 0.320 | 0.295 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.69 | Rt= 1.30 |
| 7 | -6.650 | 25.0 | 0.0 | 0.295 | 0.000 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 | |

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Kp (1) | Kp (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pp1 | 계 (t/㎡) Pp2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -2.800 | 0.0 | 1.9 | 0.000 | 2.882 | 0.000 | 0.000 | 6.451 | 0.000 | 6.451 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.16 | Rt= 0.95 |
| 2 | -3.960 | 1.9 | 2.9 | 2.882 | 3.124 | 1.160 | 9.627 | 13.694 | 10.787 | 14.854 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.00 | Rt= 1.00 |
| 3 | -4.960 | 2.9 | 25.0 | 3.124 | 3.392 | 2.160 | 16.818 | 99.219 | 18.978 | 101.379 | |
| | | | | | | | | | | h= 1.69 | Rt= 1.30 |
| 4 | -6.650 | 25.0 | 0.0 | 3.392 | 0.000 | 3.850 | 106.671 | 0.000 | 110.521 | 0.000 | |

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.85 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m , 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* o 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -0.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 0.240 + 1.200 ) x 0.5 x 0.960 x 0.587 x 0.6 = 0.243 tf-m
2. ( 1.200 + 2.040 ) x 0.5 x 0.840 x 1.416 x 0.6 = 1.156 tf-m
3. ( 2.040 + 2.540 ) x 0.5 x 0.500 x 2.059 x 0.6 = 1.415 tf-m
4. ( 2.540 + 3.700 ) x 0.5 x 1.160 x 2.916 x 0.6 = 6.332 tf-m
5. ( 3.700 + 4.700 ) x 0.5 x 1.000 x 3.980 x 0.6 = 10.029 tf-m
6. ( 4.700 + 4.700 ) x 0.5 x 1.690 x 5.305 x 0.6 = 25.283 tf-m

Total moment (Ma) = 44.458 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 6.451 + 10.787 ) x 0.5 x 1.160 x 2.929 x 0.6 = 17.569 tf-m
2. ( 14.854 + 18.978 ) x 0.5 x 1.000 x 3.980 x 0.6 = 40.399 tf-m
3. (101.379 +110.521 ) x 0.5 x 1.690 x 5.317 x 0.6 = 571.237 tf-m

Total moment (Mp) = 629.205 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 629.205 / 44.458

= 14.153 > 1.20 O.K.

Next Page

## III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위.전단력.모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

### 1) 각 절점의 토압 집계표(단위:t/㎡/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| 2 | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| | -0.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| 3 | -0.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| | -1.000 | 1.12 | 1.10 | 1.08 | 6.83 | 6.83 |
| 4 | -1.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| | -1.460 | 2.07 | 2.02 | 1.98 | 6.83 | 6.83 |
| 5 | -1.460 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.60 | 2.60 |
| | -2.300 | 0.71 | 0.64 | 0.43 | 2.60 | 2.60 |
| 6 | -2.300 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.60 | 2.60 |
| | -2.800 | 0.97 | 0.90 | 0.59 | 2.60 | 2.60 |
| 7 | -2.800 | 0.00 | 0.00 | 0.08 | 2.60 | 2.60 |
| | -3.380 | 1.26 | 1.24 | 0.91 | 2.60 | 2.60 |
| 8 | -3.380 | 0.00 | 0.00 | 0.47 | 2.60 | 2.60 |
| | -3.960 | 1.56 | 1.45 | 0.86 | 2.60 | 2.60 |
| 9 | -3.960 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.46 | 2.46 |
| | -4.960 | 4.19 | 4.14 | 3.23 | 2.46 | 3.23 |
| 10 | -4.960 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.56 | 2.56 |
| | -5.150 | 0.93 | 0.88 | 0.00 | 2.56 | 2.56 |
| 11 | -5.150 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -5.900 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -5.900 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -6.650 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | MAX. | 4.19 | 4.14 | 3.23 | 6.83 | 6.83 |

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.16 | 0.20 | 0.18 | 0.59 | 0.59 |
| 2 | -0.260 | 0.15 | 0.20 | 0.20 | 0.60 | 0.60 |
| 3 | -0.500 | 0.14 | 0.19 | 0.21 | 0.60 | 0.60 |
| 4 | -1.000 | 0.11 | 0.19 | 0.24 | 0.62 | 0.62 |
| 5 | -1.460 | 0.10 | 0.18 | 0.26 | 0.63 | 0.63 |
| 6 | -2.300 | 0.06 | 0.16 | 0.30 | 0.65 | 0.65 |
| 7 | -2.800 | 0.05 | 0.14 | 0.32 | 0.68 | 0.68 |
| 8 | -3.380 | 0.03 | 0.11 | 0.34 | 0.71 | 0.71 |
| 9 | -3.960 | 0.02 | 0.08 | 0.34 | 0.71 | 0.71 |
| 10 | -4.960 | 0.00 | 0.03 | 0.32 | 0.62 | 0.62 |
| 11 | -5.150 | -0.01 | 0.02 | 0.31 | 0.59 | 0.59 |
| 12 | -5.900 | -0.02 | -0.02 | 0.26 | 0.45 | 0.45 |
| 13 | -6.650 | -0.03 | -0.06 | 0.21 | 0.30 | 0.00 |
| | MAX. | 0.16 | 0.20 | 0.34 | 0.71 | 0.71 |

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.78 | 1.78 |
| 2 | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.78 | -1.78 |
| | -0.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.42 | 3.42 |
| 3 | -0.500 | 0.00 | 0.81 | 0.22 | 4.76 | 4.76 |
| | -1.000 | 0.28 | -0.53 | 0.05 | -1.35 | -1.35 |
| 4 | -1.000 | -0.08 | 0.53 | -0.05 | 1.35 | 1.35 |
| | -1.460 | 0.08 | -0.07 | 0.51 | 1.80 | 1.80 |
| 5 | -1.460 | -0.06 | 0.07 | -0.51 | -1.80 | -1.80 |
| | -2.300 | 0.06 | 0.20 | 0.69 | 3.98 | 3.98 |
| 6 | -2.300 | -0.02 | -0.20 | 1.21 | 4.82 | 4.82 |
| | -2.800 | 0.02 | 0.43 | -1.07 | -3.52 | -3.52 |
| 7 | -2.800 | 0.00 | -0.26 | 1.07 | 3.52 | 3.52 |
| | -3.380 | 0.00 | 0.26 | -0.78 | -2.01 | -2.01 |
| 8 | -3.380 | 0.03 | -0.24 | 0.78 | 2.01 | 2.01 |
| | -3.960 | -0.03 | 0.24 | -0.40 | -0.50 | -0.50 |
| 9 | -3.960 | 0.07 | -0.09 | 0.40 | 0.50 | 0.50 |
| | -4.960 | -0.07 | 0.09 | 1.22 | 1.95 | 1.95 |
| 10 | -4.960 | 0.06 | -0.03 | -1.22 | -1.96 | -1.96 |
| | -5.150 | -0.06 | 0.03 | 1.22 | 2.44 | 2.44 |
| 11 | -5.150 | 0.05 | 0.01 | -0.76 | -1.50 | -1.50 |
| | -5.900 | -0.05 | -0.01 | 0.76 | 1.50 | 1.50 |
| 12 | -5.900 | 0.00 | 0.00 | -0.05 | -0.36 | -0.36 |
| | -6.650 | 0.00 | 0.00 | 0.05 | 0.39 | 0.39 |
| | MAX. | 0.28 | 0.81 | -1.22 | 4.82 | 4.82 |

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.23 | 0.23 |
| 3 | -0.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.85 | 0.85 |
| 4 | -1.000 | 0.05 | -0.36 | -0.06 | -0.67 | -0.67 |
| 5 | -1.460 | 0.08 | -0.53 | 0.03 | -0.57 | -0.57 |
| 6 | -2.300 | 0.13 | -0.51 | 0.51 | 1.86 | 1.86 |
| 7 | -2.800 | 0.14 | -0.38 | -0.07 | -0.23 | -0.38 |
| 8 | -3.380 | 0.14 | -0.22 | -0.63 | -1.83 | -1.83 |
| 9 | -3.960 | 0.12 | -0.09 | -0.98 | -2.56 | -2.56 |
| 10 | -4.960 | 0.05 | 0.00 | -0.84 | -1.83 | -1.83 |
| 11 | -5.150 | 0.04 | 0.01 | -0.61 | -1.41 | -1.41 |
| 12 | -5.900 | 0.00 | 0.00 | -0.04 | -0.29 | -0.29 |
| 13 | -6.650 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | MAX. | -0.14 | 0.53 | -0.98 | -2.56 | -2.56 |

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | -0.500 | 0.00 | -0.81 | -0.22 | -8.18 | -8.18 |
| 6 | -2.300 | 0.00 | 0.00 | -1.90 | -8.81 | -8.81 |
| MAX. | | 0.00 | -0.81 | -1.90 | -8.81 | -8.81 |

Next Page

## IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

| 절 점 번 호 | Elevation (m) | 변 위 량 (cm) | 절 점 번 호 | Elevation (m) | 변 위 량 (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.05918 | 2 | -0.260 | 0.05973 |
| 3 | -0.500 | 0.06034 | 4 | -1.000 | 0.06202 |
| 5 | -1.460 | 0.06312 | 6 | -2.300 | 0.06495 |
| 7 | -2.800 | 0.06798 | 8 | -3.380 | 0.07118 |
| 9 | -3.960 | 0.07138 | 10 | -4.960 | 0.06204 |
| 11 | -5.150 | 0.05907 | 12 | -5.900 | 0.04519 |

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00392 m³/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 5.2 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 21.31 도
Hp = 0.5 x B x tan ( 45 + $/2 )
= 0.5 x 14.0 x tan ( 45 + 21.31 /2 ) = 10.25 m
Ht = Hp + Hw = 10.25 m + 5.15 m = 15.40 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan ( 45 - $/2)
= 15.40 m x tan ( 45 - 21.31 /2 ) = 10.52 m

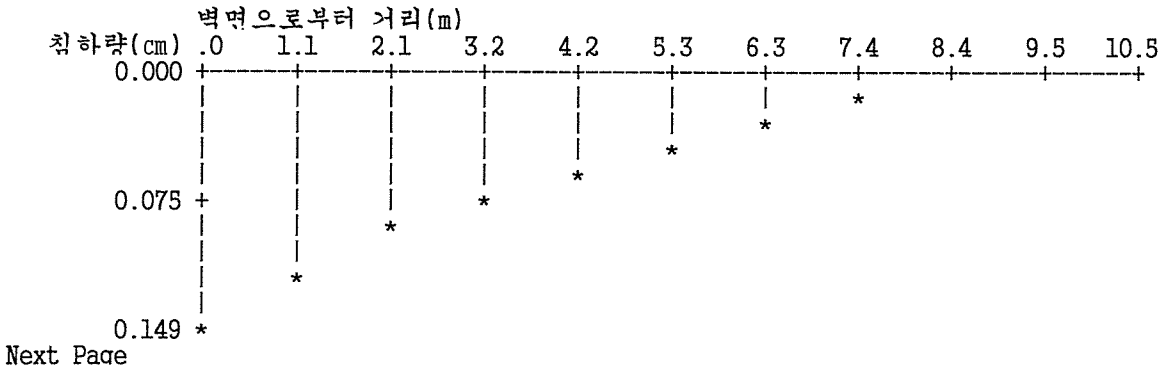
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00392/ 10.52
= 0.001491 m = 0.149 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.149 x (( 10.52 - Xi)/ 10.52 )**2

| 절점 NO. | 거 리 Xi(m) | 침 하 량 Si(cm) | 절점간 부등침하 부등침하량 | 구 배 | 절점 NO. | 거 리 Xi(m) | 침 하 량 Si(cm) | 절점간 부등침하 부등침하량 | 구 배 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.14915 | 0.000 | 1/ 0 | 2 | 1.052 | 0.12081 | 0.028 | 1/3712 |
| 3 | 2.104 | 0.09546 | 0.025 | 1/4149 | 4 | 3.156 | 0.07308 | 0.022 | 1/4702 |
| 5 | 4.207 | 0.05369 | 0.019 | 1/5425 | 6 | 5.259 | 0.03729 | 0.016 | 1/6411 |
| 7 | 6.311 | 0.02386 | 0.013 | 1/7836 | 8 | 7.363 | 0.01342 | 0.010 | 1/9999 |
| 9 | 8.415 | 0.00597 | 0.007 | 1/9999 | 10 | 9.467 | 0.00149 | 0.004 | 1/9999 |
| 11 | 10.519 | 0.00000 | 0.001 | 1/9999 | | | | | |




Next Page

## V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

### V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

| 버팀대 번 호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | 0.00 | 0.81 | 0.22 | 8.18 | 8.18 |
| 2 | -2.300 | 0.00 | 0.00 | 1.90 | 8.81 | 8.81 |
| MAX. | | 0.00 | 0.81 | 1.90 | 8.81 | 8.81 |

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 8.179 x 2.000 / COS( 0.0) = 16.358 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 8.805 x 2.000 / COS( 0.0) = 17.610 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 17.610 ton/ea

Next Page

## V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 17.610 (ton)
. 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+07 (kg/cm²)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 10.800 (cm)
약축방향(Rv) = 6.290 (cm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 29.610 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 7.140**2/8.0 = 3.186 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 29.610 x 1000 / 92.180 = 321.220 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 3.186 x 100000 / 867.000 = 367.500 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 714.000 / 10.800 = 66.111 . L2/Rv = 400.000 / 6.290 = 63.593
L2/B = 400.000 / 25.000 = 16.000

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 1400.0 x1.00 = 2100.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 66.11- 20 ) ) x 1.00 = 1500.556 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 66.111 x 66.111 ) = 4118.354 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 321.22/ 1500.56 + 367.50/ 2100.00(1.0- 321.22/ 4118.35)
= 0.21 + 0.19 = 0.40
따 라 서 . F = 0.404 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (2100-36x(L/B-4.5))x1.00 = 1686.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 63.59- 20 ) ) x 1.00 = 1533.291 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 63.593 x 63.593 ) = 4450.961 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 321.22/ 1533.29 + 367.50/ 1686.00(1.0- 321.22/ 4450.96)
= 0.21 + 0.23 = 0.44
따 라 서 . F = 0.444 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

| STRUT NO | EL. (m) | 사 용 강 재 Type | 설계축력 (Ton/개소) | f(c) (kg/㎠) | f(b) (kg/㎠) | 안 전 율 강축 | 안 전 율 약축 | CHECK 강축 | CHECK 약축 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | H-250X250X9X14@1 | 16.358 | 307.638 | 367.500 | 0.39 | 0.43 | O.K | O.K |
| 2 | -2.300 | H-250X250X9X14@1 | 17.610 | 321.220 | 367.500 | 0.40 | 0.44 | O.K | O.K |

Next Page

## VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) =.21000E+07 (kgf/cm²)
* 단 면 적 (A) = 173.200 (cm²)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 32400.0 (cm⁴ )
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (cm³)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 2.558 x 0.600 = 1.535 (tf-m) [at Nodal point No. 9 : Step 4]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.535 x 100000 /1800.000 = 85.252 (kgf/cm²)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 360.000 / 60.000 = 6.000 . L/Rx = 360.000 / 7.560 = 47.619

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 1.535 x 1.0E+5 / 2700.0
= 56.834 (cm³)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 56.8 / 0.6 = 94.7

따 라 서 . 94.724 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 4.821 x 0.600 = 2.893 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 2.893 x 1000 / 173.200
= 16.702 (kgf/cm²)

따 라 서 . 16.702 < 1500.000 O.K

Next Page

## VII. 띠 장 ( WALE ) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 2 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Ry = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 17.610 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 17.610 x COS( 0.00 ) / 2.000 = 8.805 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 8.805 x 0.000 - 8.805 x 0.000 x 0.000 = 0.000 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 8.805 x 2.000 x 2.000 / 10.000 = 3.522 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 92.180 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 3.522 x 100000 / 867.000 = 406.229 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 200.000 / 10.800 = 18.519 . L2/Ry = 200.000 / 6.290 = 31.797
L2/B = 200.000 / 25.000 = 8.000

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 . Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = ( 2.100 - 36 x ( L/B - 4.5 ) ) x 1.00 = 1974.0 (kgf/㎠)
L/R < 20 ;
f(Cax) = 2.100 x 1.00 =2100.00 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 18.519 x 18.519 ) = 52488.000 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 0.00/ 2100.00 + 406.23/ 1974.00(1.0- 0.00/ 52488.00)
= 0.00 + 0.21 = 0.21
따 라 서 . F = 0.206 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Ry)
0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = ( 2.100 - 36 x ( L/B - 4.5 ) ) x 1.00 = 1974.0 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 31.80- 20 ) ) x 1.00 = 1946.646 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 31.797 x 31.797 ) = 17803.846 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 0.00/ 1946.65 + 406.23/ 1974.00(1.0- 0.00/ 17803.85)
= 0.00 + 0.21 = 0.21
따 라 서 . F = 0.206 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 8.805 x 2.000 x ( 6.00/ 10.00) = 10.566 (tf)
Aw = T1 x ( H - T2 x 2 ) x 0.01
= 9.0 x 222.0 x 0.01 = 19.980 (㎠)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 10.566 x 1000 / 19.980 = 528.830 (kgf/㎠)

따 라 서 . 528.830 kgf/㎠ < 1200.000 kgf/㎠ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

| STRUT NO | EL. (m) | 사 용 강 재 Type | 작용하중 (Tf/m) | 단 면 력 M(tf-m) | N(t) | S(t) | 전단강도 (kgf/㎠) | 휨안전율 강축 | 약축 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.50 | H-250X250X9X14@1 | 8.18 | 3.27 | 0.00 | 9.81 | 491.23 | 0.19 | 0.19 |
| 2 | -2.30 | H-250X250X9X14@1 | 8.81 | 3.52 | 0.00 | 10.57 | 528.83 | 0.21 | 0.21 |

THE END

# 3.3.2 A1 버팀보 사보강

# I. 설 계 조 건

## I-1. 지 반 자 료

### 1) 각 토층의 토질정수

| 토층 번호 | 상 단 EL(m) | 하 단 EL(m) | 단위중량 (t/㎥) | N | 점착력 (t/㎡) | 전 단 저항각(DO) | 토질 형태 | 지반반력계수 (t/㎥) | 마찰저항 (kgf/㎠) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | -1.460 | 1.75 | 6 | 3.000 | 0.00 | CLAY | 1430.235 | 0.00 |
| 2 | -1.460 | -3.960 | 1.95 | 30 | 1.900 | 29.00 | WEA.SOIL | 2749.092 | 0.00 |
| 3 | -3.960 | -4.960 | 2.00 | 50 | 2.900 | 31.00 | WEA.ROCK | 3382.672 | 0.00 |
| 4 | -4.960 | -10.000 | 2.30 | 50 | 25.000 | 33.00 | SOFTROCK | 3382.672 | 0.00 |

### 2) 각 토층의 토압계수

| 토층 번호 | 상 단 EL(m) | 하 단 EL(m) | RANKINE식 Ka | RANKINE식 Kp | COULOMB식 Ka | COULOMB식 Kp | CAQUOT & KERISEL Ka | CAQUOT & KERISEL Kp | 정지토압 Ko |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | -1.460 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 2 | -1.460 | -3.960 | 0.347 | 2.882 | 0.309 | 5.600 | 0.347 | 4.607 | 0.515 |
| 3 | -3.960 | -4.960 | 0.320 | 3.124 | 0.286 | 6.679 | 0.320 | 5.284 | 0.485 |
| 4 | -4.960 | -10.000 | 0.295 | 3.392 | 0.264 | 8.084 | 0.295 | 6.099 | 0.455 |

## I-2. 상 재 하 중

| NO | X-NEAR (m) | X-FAR (m) | EL. (m) | LOAD (t/㎡) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 20.000 | 0.000 | 1.500 |

## I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -0.260 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -4.960 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

## I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -5.150 (m)
* 엄지말뚝 근입길이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 4
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.800 -5.150 -5.150

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE. SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile .SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 2100000. (kgf/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.2 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 32400.0 ($cm^4$)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.0 (㎤)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

| NO | T Y P E | 탄성계수(E) (kgf/㎠) | 단면적(A) (㎠) | 단면2차반경(cm) Rx | Ry | 단 면 계 수 Zx(㎤) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | H-250X250X9X14 | 2100000. | 92.180 | 10.800 | 6.290 | 867.00 |

○. W A L E T Y P E

| NO | T Y P E | 단 면 적(A) (㎠) | 단면2차반경(cm) Rx | Ry | 단 면 계 수(Z) (㎤) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | H-250X250X9X14 | 92.180 | 10.800 | 6.290 | 867.00 |

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

| NO | EL. (m) | 버팀보 형식 | 설치각 (DO) | 자유및정착장 감축 | 자유및정착장 약축 | 설치간격 (m) | Cable Spring수 수(ea) | S/Type (t/m') | S/Type 한계압력 | WALE Type | WALE 설치수 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | Strut | 52.5 | 4.55 | 3.41 | 1.60 | 1 | 16187.2 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | -2.300 | Strut | 52.5 | 4.55 | 3.41 | 1.60 | 1 | 16187.2 | 1 | 1 | 1 |

Next Page

## I-8. 가 설 구 조 물

### 1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

### 2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400.SS-490)

| 종 류 | 허 용 응 력 도 (Kgf/㎠) | |
|---|---|---|
| 1. 축방향 인장 | 1.400 x 1.5 = 2.100 | |
| 2. 축방향 압축<br>L(Cm):유효 좌굴장<br>R(Cm):단면 2차반경 | L/R <= 20 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| | 20<L/R<93 | 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) |
| | 93 <= L/R | $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$ |
| 3. 휨 응 력<br>B:압축Flange폭<br>L:Flange 고정 점간거리 | 인 장 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| | 압 축 L/B<=4.5 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| | 4.5<L/B<=30 | 2.100-36(L/B-4.5) |
| 4. 전단응력 | 800 x 1.5 = 1.200 | |
| 5. 용접감도 | 공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90% | |

(도로교설계기준, 2000)

### 3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

## II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한.토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 하하여 실시하며.수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

### II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산

Ka = $Tan^2$ (45-@/2)
Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Ka (1) | Ka (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pa1 | 계 (t/㎡) Pa2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | h= 0.84 Rt= 0.95 | |
| 1 | -2.300 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.040 | 0.000 | 0.000 | 2.040 | 2.040 |
| | | | | | | | | | h= 1.66 Rt= 0.95 | |
| 2 | -3.960 | 1.9 | 2.9 | 0.347 | 0.320 | 3.700 | 0.000 | 0.000 | 3.700 | 3.700 |
| | | | | | | | | | h= 1.00 Rt= 1.00 | |
| 3 | -4.960 | 2.9 | 25.0 | 0.320 | 0.295 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 |
| | | | | | | | | | h= 0.19 Rt= 2.30 | |
| 4 | -5.150 | 25.0 | 25.0 | 0.295 | 0.295 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 |
| | | | | | | | | | h= 1.50 Rt= 2.30 | |
| 5 | -6.650 | 25.0 | 0.0 | 0.295 | 0.000 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 |

* 수 동 토 압 계 산

Kp = $Tan^2$ (45+@/2)
Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Kp (1) | Kp (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pp1 | 계 (t/㎡) Pp2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -5.150 | 0.0 | 25.0 | 0.000 | 3.392 | 0.000 | 0.000 | 92.088 | 0.000 | 92.088 |
| | | | | | | | | | h= 1.50 Rt= 2.30 | |
| 2 | -6.650 | 25.0 | 0.0 | 3.392 | 0.000 | 1.500 | 103.791 | 0.000 | 105.291 | 0.000 |

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.50 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 2.040 + 3.700 ) x 0.5 x 1.660 x 0.910 x 0.6 = 2.601 tf-m
2. ( 3.700 + 4.700 ) x 0.5 x 1.000 x 2.180 x 0.6 = 5.493 tf-m
3. ( 4.700 + 4.700 ) x 0.5 x 0.190 x 2.755 x 0.6 = 1.476 tf-m
4. ( 4.700 + 4.700 ) x 0.5 x 1.500 x 3.600 x 0.6 = 15.228 tf-m

Total moment (Ma) = 24.799 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 92.088 +105.291 ) x 0.5 x 1.500 x 3.617 x 0.6 = 321.239 tf-m

Total moment (Mp) = 321.239 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 321.239 / 24.799

= 12.954 > 1.20 O.K.

Next Page

## II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Ka (1) | Ka (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pa1 | 계 (t/㎡) Pa2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | h= 0.24 Rt= 0.75 |
| 1 | -0.500 | 3.0 | 3.0 | 1.000 | 1.000 | 0.240 | 0.000 | 0.000 | 0.240 | 0.240 | |
| | | | | | | | | | | | h= 0.96 Rt= 0.75 |
| 2 | -1.460 | 3.0 | 1.9 | 1.000 | 0.347 | 1.200 | 0.000 | 0.000 | 1.200 | 1.200 | |
| | | | | | | | | | | | h= 0.84 Rt= 0.95 |
| 3 | -2.300 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.040 | 0.000 | 0.000 | 2.040 | 2.040 | |
| | | | | | | | | | | | h= 0.50 Rt= 0.95 |
| 4 | -2.800 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.540 | 0.000 | 0.000 | 2.540 | 2.540 | |
| | | | | | | | | | | | h= 1.16 Rt= 0.95 |
| 5 | -3.960 | 1.9 | 2.9 | 0.347 | 0.320 | 3.700 | 0.000 | 0.000 | 3.700 | 3.700 | |
| | | | | | | | | | | | h= 1.00 Rt= 1.00 |
| 6 | -4.960 | 2.9 | 25.0 | 0.320 | 0.295 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 | |
| | | | | | | | | | | | h= 1.69 Rt= 1.30 |
| 7 | -6.650 | 25.0 | 0.0 | 0.295 | 0.000 | 4.700 | 0.000 | 0.000 | 4.700 | 4.700 | |

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Kp (1) | Kp (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pp1 | 계 (t/㎡) Pp2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -2.800 | 0.0 | 1.9 | 0.000 | 2.882 | 0.000 | 0.000 | 6.451 | 0.000 | 6.451 | |
| | | | | | | | | | | | h= 1.16 Rt= 0.95 |
| 2 | -3.960 | 1.9 | 2.9 | 2.882 | 3.124 | 1.160 | 9.627 | 13.694 | 10.787 | 14.854 | |
| | | | | | | | | | | | h= 1.00 Rt= 1.00 |
| 3 | -4.960 | 2.9 | 25.0 | 3.124 | 3.392 | 2.160 | 16.818 | 99.219 | 18.978 | 101.379 | |
| | | | | | | | | | | | h= 1.69 Rt= 1.30 |
| 4 | -6.650 | 25.0 | 0.0 | 3.392 | 0.000 | 3.850 | 106.671 | 0.000 | 110.521 | 0.000 | |

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.85 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -0.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 0.240 + 1.200 ) x 0.5 x 0.960 x 0.587 x 0.6 = 0.243 tf-m
2. ( 1.200 + 2.040 ) x 0.5 x 0.840 x 1.416 x 0.6 = 1.156 tf-m
3. ( 2.040 + 2.540 ) x 0.5 x 0.500 x 2.059 x 0.6 = 1.415 tf-m
4. ( 2.540 + 3.700 ) x 0.5 x 1.160 x 2.916 x 0.6 = 6.332 tf-m
5. ( 3.700 + 4.700 ) x 0.5 x 1.000 x 3.980 x 0.6 = 10.029 tf-m
6. ( 4.700 + 4.700 ) x 0.5 x 1.690 x 5.305 x 0.6 = 25.283 tf-m

Total moment (Ma) = 44.458 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 6.451 + 10.787 ) x 0.5 x 1.160 x 2.929 x 0.6 = 17.569 tf-m
2. ( 14.854 + 18.978 ) x 0.5 x 1.000 x 3.980 x 0.6 = 40.399 tf-m
3. (101.379 +110.521 ) x 0.5 x 1.690 x 5.317 x 0.6 = 571.237 tf-m

Total moment (Mp) = 629.205 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 629.205 / 44.458

= 14.153 > 1.20 O.K.

Next Page

## III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위.전단력.모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

### 1) 각 절점의 토압 집계표(단위:t/㎡/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| 2 | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| | -0.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| 3 | -0.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| | -1.000 | 1.12 | 1.10 | 1.08 | 6.83 | 6.83 |
| 4 | -1.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 6.83 | 6.83 |
| | -1.460 | 2.07 | 2.02 | 1.99 | 6.83 | 6.83 |
| 5 | -1.460 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.60 | 2.60 |
| | -2.300 | 0.71 | 0.64 | 0.46 | 2.60 | 2.60 |
| 6 | -2.300 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.60 | 2.60 |
| | -2.800 | 0.97 | 0.90 | 0.63 | 2.60 | 2.60 |
| 7 | -2.800 | 0.00 | 0.00 | 0.08 | 2.60 | 2.60 |
| | -3.380 | 1.26 | 1.24 | 0.85 | 2.60 | 2.60 |
| 8 | -3.380 | 0.00 | 0.00 | 0.47 | 2.60 | 2.60 |
| | -3.960 | 1.56 | 1.45 | 0.86 | 2.60 | 2.60 |
| 9 | -3.960 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.46 | 2.46 |
| | -4.960 | 4.19 | 4.13 | 3.25 | 2.46 | 3.25 |
| 10 | -4.960 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.56 | 2.56 |
| | -5.150 | 0.93 | 0.88 | 0.00 | 2.56 | 2.56 |
| 11 | -5.150 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -5.900 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | -5.900 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -6.650 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | MAX. | 4.19 | 4.13 | 3.25 | 6.83 | 6.83 |

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.16 | 0.19 | 0.17 | 0.49 | 0.49 |
| 2 | -0.260 | 0.15 | 0.19 | 0.18 | 0.49 | 0.49 |
| 3 | -0.500 | 0.14 | 0.19 | 0.20 | 0.50 | 0.50 |
| 4 | -1.000 | 0.11 | 0.18 | 0.22 | 0.52 | 0.52 |
| 5 | -1.460 | 0.10 | 0.18 | 0.24 | 0.53 | 0.53 |
| 6 | -2.300 | 0.06 | 0.15 | 0.28 | 0.55 | 0.55 |
| 7 | -2.800 | 0.05 | 0.13 | 0.30 | 0.59 | 0.59 |
| 8 | -3.380 | 0.03 | 0.10 | 0.32 | 0.64 | 0.64 |
| 9 | -3.960 | 0.02 | 0.08 | 0.33 | 0.65 | 0.65 |
| 10 | -4.960 | 0.00 | 0.03 | 0.30 | 0.58 | 0.58 |
| 11 | -5.150 | -0.01 | 0.02 | 0.30 | 0.56 | 0.56 |
| 12 | -5.900 | -0.02 | -0.02 | 0.25 | 0.44 | 0.44 |
| 13 | -6.650 | -0.03 | -0.05 | 0.21 | 0.31 | 0.00 |
| | MAX. | 0.16 | 0.19 | 0.33 | 0.65 | 0.65 |

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.78 | 1.78 |
| 2 | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -1.78 | -1.78 |
| | -0.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.42 | 3.42 |
| 3 | -0.500 | 0.00 | 0.81 | 0.16 | 4.65 | 4.65 |
| | -1.000 | 0.28 | -0.54 | 0.11 | -1.24 | -1.24 |
| 4 | -1.000 | -0.08 | 0.54 | -0.11 | 1.24 | 1.24 |
| | -1.460 | 0.08 | -0.07 | 0.57 | 1.91 | 1.91 |
| 5 | -1.460 | -0.06 | 0.07 | -0.57 | -1.91 | -1.91 |
| | -2.300 | 0.06 | 0.20 | 0.76 | 4.09 | 4.09 |
| 6 | -2.300 | -0.02 | -0.20 | 1.24 | 4.89 | 4.89 |
| | -2.800 | 0.02 | 0.42 | -1.09 | -3.59 | -3.59 |
| 7 | -2.800 | 0.00 | -0.26 | 1.09 | 3.59 | 3.59 |
| | -3.380 | 0.00 | 0.26 | -0.82 | -2.08 | -2.08 |
| 8 | -3.380 | 0.03 | -0.24 | 0.82 | 2.08 | 2.08 |
| | -3.960 | -0.03 | 0.24 | -0.43 | -0.57 | -0.57 |
| 9 | -3.960 | 0.07 | -0.09 | 0.43 | 0.57 | 0.57 |
| | -4.960 | -0.07 | 0.09 | 1.19 | 1.89 | 1.89 |
| 10 | -4.960 | 0.06 | -0.03 | -1.19 | -1.89 | -1.89 |
| | -5.150 | -0.06 | 0.03 | 1.19 | 2.37 | 2.37 |
| 11 | -5.150 | 0.05 | 0.00 | -0.75 | -1.48 | -1.48 |
| | -5.900 | -0.05 | 0.00 | 0.75 | 1.48 | 1.48 |
| 12 | -5.900 | 0.00 | 0.00 | -0.05 | -0.37 | -0.37 |
| | -6.650 | 0.00 | 0.00 | 0.05 | 0.40 | 0.40 |
| | MAX. | 0.28 | 0.81 | 1.24 | 4.89 | 4.89 |

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -0.260 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.23 | 0.23 |
| 3 | -0.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.85 | 0.85 |
| 4 | -1.000 | 0.05 | -0.36 | -0.04 | -0.62 | -0.62 |
| 5 | -1.460 | 0.08 | -0.53 | 0.08 | -0.46 | -0.53 |
| 6 | -2.300 | 0.13 | -0.52 | 0.61 | 2.06 | 2.06 |
| 7 | -2.800 | 0.14 | -0.38 | 0.02 | -0.06 | -0.38 |
| 8 | -3.380 | 0.14 | -0.23 | -0.56 | -1.71 | -1.71 |
| 9 | -3.960 | 0.12 | -0.09 | -0.93 | -2.47 | -2.47 |
| 10 | -4.960 | 0.05 | 0.00 | -0.82 | -1.81 | -1.81 |
| 11 | -5.150 | 0.04 | 0.01 | -0.60 | -1.41 | -1.41 |
| 12 | -5.900 | 0.00 | 0.00 | -0.04 | -0.29 | -0.29 |
| 13 | -6.650 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | MAX. | -0.14 | 0.53 | -0.93 | 2.47 | 2.47 |

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | -0.500 | 0.00 | -0.81 | -0.16 | -8.07 | -8.07 |
| 6 | -2.300 | 0.00 | 0.00 | -2.00 | -8.98 | -8.98 |
| MAX. | | 0.00 | -0.81 | -2.00 | -8.98 | -8.98 |

Next Page

## IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

| 절 점 번 호 | Elevation (m) | 변 위 량 (cm) | 절 점 번 호 | Elevation (m) | 변 위 량 (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.04856 | 2 | -0.260 | 0.04918 |
| 3 | -0.500 | 0.04985 | 4 | -1.000 | 0.05168 |
| 5 | -1.460 | 0.05296 | 6 | -2.300 | 0.05549 |
| 7 | -2.800 | 0.05924 | 8 | -3.380 | 0.06354 |
| 9 | -3.960 | 0.06507 | 10 | -4.960 | 0.05834 |
| 11 | -5.150 | 0.05589 | 12 | -5.900 | 0.04405 |

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00348 m²/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 5.2 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 21.31 도
Hp = 0.5 x B x tan ( 45 + $/2 )
= 0.5 x 14.0 x tan ( 45 + 21.31 /2 ) = 10.25 m
Ht = Hp + Hw = 10.25 m + 5.15 m = 15.40 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan ( 45 - $/2)
= 15.40 m x tan ( 45 - 21.31 /2 ) = 10.52 m

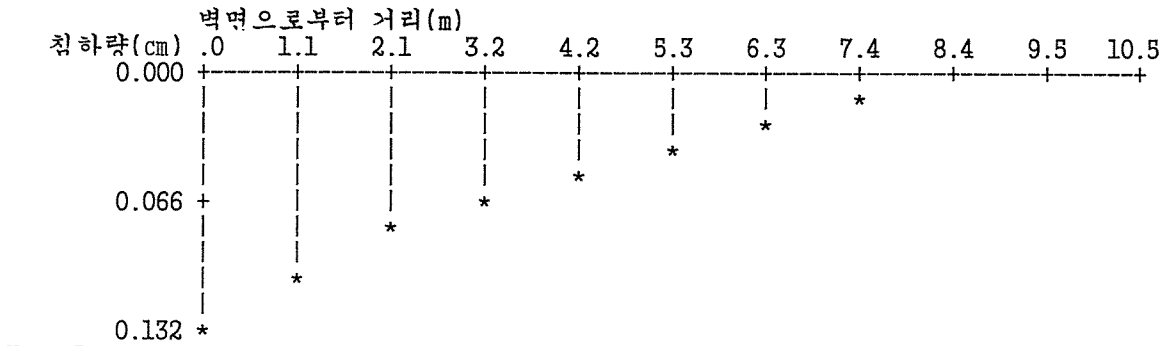
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00348/ 10.52
= 0.001322 m = 0.132 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.132 x (( 10.52 - Xi)/ 10.52 )**2

| 절점 NO. | 거 리 Xi(m) | 침 하 량 Si(cm) | 절점간 부등침하 부등침하량 | 구 배 | 절점 NO. | 거 리 Xi(m) | 침 하 량 Si(cm) | 절점간 부등침하 부등침하량 | 구 배 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.13223 | 0.000 | 1/ 0 | 2 | 1.052 | 0.10711 | 0.025 | 1/4187 |
| 3 | 2.104 | 0.08463 | 0.022 | 1/4679 | 4 | 3.156 | 0.06479 | 0.020 | 1/5303 |
| 5 | 4.207 | 0.04760 | 0.017 | 1/6119 | 6 | 5.259 | 0.03306 | 0.015 | 1/7231 |
| 7 | 6.311 | 0.02116 | 0.012 | 1/8838 | 8 | 7.363 | 0.01190 | 0.009 | 1/9999 |
| 9 | 8.415 | 0.00529 | 0.007 | 1/9999 | 10 | 9.467 | 0.00132 | 0.004 | 1/9999 |
| 11 | 10.519 | 0.00000 | 0.001 | 1/9999 | | | | | |




Next Page

## V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

### V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

| 버팀대 번 호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.80 | 3 -5.15 | 4 -5.15 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | 0.00 | 0.81 | 0.16 | 8.07 | 8.07 |
| 2 | -2.300 | 0.00 | 0.00 | 2.00 | 8.98 | 8.98 |
| MAX. | | 0.00 | 0.81 | 2.00 | 8.98 | 8.98 |

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 8.069 x 1.600 / COS(52.5) = 21.208 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 8.983 x 1.600 / COS(52.5) = 23.609 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 23.609 ton/ea

Next Page

## V-2 . STRUT 의 설 계

### 1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 23.609 (ton)
. 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+07 (kg/㎠)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 10.800 (cm)
약축방향(Rv) = 6.290 (cm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 35.609 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 4.550**2/8.0 = 1.294 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 35.609 x 1000 / 92.180 = 386.296 (kg/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.294 x 100000 / 867.000 = 149.239 (kg/㎠)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 455.000 / 10.800 = 42.130 . L2/Rv = 341.000 / 6.290 = 54.213
L2/B = 341.000 / 25.000 = 13.640

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 1400.0 x1.00 = 2100.0 (kg/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 42.13- 20 ) ) x 1.00 = 1812.315 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 42.130 x 42.130 ) = 10141.384 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 386.30/ 1812.31 + 149.24/ 2100.00(1.0- 386.30/ 10141.38)
= 0.21 + 0.07 = 0.29
따 라 서 . F = 0.287 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (2100-36x(L/B-4.5))x1.00 = 1771.0 (kg/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 54.21- 20 ) ) x 1.00 = 1655.231 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 54.213 x 54.213 ) = 6124.421 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 386.30/ 1655.23 + 149.24/ 1770.96(1.0- 386.30/ 6124.42)
= 0.23 + 0.09 = 0.32
따 라 서 . F = 0.323 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

| STRUT NO | EL. (m) | 사 용 강 재 Type | 설계축력 (Ton/개소) | f(c) (kg/cm²) | f(b) (kg/cm²) | 안 전 율 강축 | 안 전 율 약축 | CHECK 강축 | CHECK 약축 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | H-250X250X9X14@1 | 21.208 | 360.247 | 149.239 | 0.27 | 0.31 | O.K | O.K |
| 2 | -2.300 | H-250X250X9X14@1 | 23.609 | 386.296 | 149.239 | 0.29 | 0.32 | O.K | O.K |

Next Page

## VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) =.21000E+07 (kgf/cm²)
* 단 면 적 (A) = 173.200 (cm²)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 32400.0 (cm⁴ )
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (cm³)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

### 1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 2.472 x 0.600 = 1.483 (tf-m) [at Nodal point No. 9 : Step 4]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.483 x 100000 /1800.000 = 82.407 (kgf/cm²)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 360.000 / 60.000 = 6.000 . L/Rx = 360.000 / 7.560 = 47.619

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 1.483 x 1.0E+5 / 2700.0
= 54.938 (cm³)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 54.9 / 0.6 = 91.6

따 라 서 . 91.563 < 1800.000 O.K

### 2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 4.889 x 0.600 = 2.933 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 2.933 x 1000 / 173.200
= 16.936 (kgf/cm²)

따 라 서 . 16.936 < 1500.000 O.K

Next Page

## VII. 띠 장 ( WALE ) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 2 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 23.609 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 23.609 x COS(52.50 ) / 1.600 = 8.983 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 8.983 x 2.400 - 8.983 x 0.000 x 0.000 = 21.558 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 8.983 x 1.600 x 1.600 / 10.000 = 2.300 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 21.558 x 1000 / 92.180 = 233.871 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.300 x 100000 / 867.000 = 265.230 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 160.000 / 10.800 = 14.815 . L2/Rv = 160.000 / 6.290 = 25.437
L2/B = 160.000 / 25.000 = 6.400

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 . Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = ( 2.100 - 36 x ( L/B - 4.5 ) ) x 1.00 = 2031.6 (kgf/㎠)
L/R < 20 ;
f(Cax) = 2.100 x 1.00 =2100.00 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 14.815 x 14.815 ) = 82012.500 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 233.87/ 2100.00 + 265.23/ 2031.60(1.0- 233.87/ 82012.50)
= 0.11 + 0.13 = 0.24
따 라 서 . F = 0.242 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = ( 2.100 - 36 x ( L/B - 4.5 ) ) x 1.00 = 2031.6 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 25.44- 20 ) ) x 1.00 = 2029.316 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 25.437 x 25.437 ) = 27818.506 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 233.87/ 2029.32 + 265.23/ 2031.60(1.0- 233.87/ 27818.51)
= 0.12 + 0.13 = 0.25
따 라 서 . F = 0.247 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 8.983 x 1.600 x ( 6.00/ 10.00) = 8.623 (tf)
Aw = T1 x ( H - T2 x 2 ) x 0.01
= 9.0 x 222.0 x 0.01 = 19.980 (㎠)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 8.623 x 1000 / 19.980 = 431.596 (kgf/㎠)

따 라 서 . 431.596 kgf/㎠ < 1200.000 kgf/㎠ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

| STRUT NO | EL. (m) | 사 용 강 재 Type | 작용하중 (Tf/m) | 단 면 력 M(tf-m) | N(t) | S(t) | 전단강도 (kgf/㎠) | 휨안전율 강축 | 약축 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.50 | H-250X250X9X14@1 | 8.07 | 2.07 | 19.37 | 7.75 | 387.70 | 0.22 | 0.22 |
| 2 | -2.30 | H-250X250X9X14@1 | 8.98 | 2.30 | 21.56 | 8.62 | 431.60 | 0.24 | 0.25 |

THE END

# 3.3.3 A2 버팀보

# I. 설 계 조 건

## I-1. 지 반 자 료

### 1) 각 토층의 토질정수

| 토층 번호 | 상단 EL(m) | 하단 EL(m) | 단위중량 (t/㎥) | N | 점착력 (t/㎡) | 전단 저항각(DO) | 토질 형태 | 지반반력계수 (t/㎥) | 마찰저항 (kgf/㎠) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | -3.140 | 1.80 | 5 | 0.000 | 26.00 | FILL | 1328.189 | 0.00 |
| 2 | -3.140 | -3.740 | 1.90 | 7 | 0.000 | 32.00 | GRAVEL | 1522.607 | 0.00 |
| 3 | -3.740 | -5.140 | 1.95 | 50 | 1.900 | 29.00 | WEA.SOIL | 3382.672 | 0.00 |
| 4 | -5.140 | -5.440 | 2.00 | 50 | 2.900 | 31.00 | WEA.ROCK | 3382.672 | 0.00 |
| 5 | -5.440 | -15.000 | 2.30 | 50 | 25.000 | 33.00 | SOFTROCK | 3382.672 | 0.00 |

### 2) 각 토층의 토압계수

| 토층 번호 | 상단 EL(m) | 하단 EL(m) | RANKINE식 Ka | RANKINE식 Kp | COULOMB식 Ka | COULOMB식 Kp | CAQUOT & KERISEL Ka | CAQUOT & KERISEL Kp | 정지토압 Ko |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | -3.140 | 0.390 | 2.561 | 0.347 | 4.399 | 0.390 | 3.792 | 0.562 |
| 2 | -3.140 | -3.740 | 0.307 | 3.255 | 0.275 | 7.333 | 0.307 | 5.672 | 0.470 |
| 3 | -3.740 | -5.140 | 0.347 | 2.882 | 0.309 | 5.600 | 0.347 | 4.607 | 0.515 |
| 4 | -5.140 | -5.440 | 0.320 | 3.124 | 0.286 | 6.679 | 0.320 | 5.284 | 0.485 |
| 5 | -5.440 | -15.000 | 0.295 | 3.392 | 0.264 | 8.084 | 0.295 | 6.099 | 0.455 |

## I-2. 상 재 하 중

| NO | X-NEAR (m) | X-FAR (m) | EL. (m) | LOAD (t/㎡) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 20.000 | 0.000 | 1.500 |

## I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -1.640 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -5.440 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

## I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -6.140 (m)
* 엄지말뚝 근입길이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 5
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.900 -4.800 -6.140 -6.140

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE. SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile .SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 2100000. (kgf/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.2 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 32400.0 ($cm^4$)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.0 (㎤)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

| NO | T Y P E | 탄성계수(E) (kgf/㎠) | 단면적(A) (㎠) | 단면2차반경(cm) Rx | Ry | 단 면 계 수 Zx(㎤) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | H-250X250X9X14 | 2100000. | 92.180 | 10.800 | 6.290 | 867.00 |

ㅇ. W A L E T Y P E

| NO | T Y P E | 단 면 적(A) (㎠) | 단면2차반경(cm) Rx | Ry | 단 면 계 수(Z) (㎤) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | H-250X250X9X14 | 92.180 | 10.800 | 6.290 | 867.00 |

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

| NO | EL. (m) | 버팀보 형식 | 설치각 (DO) | 자유및정착장 감축 | 자유및정착장 약축 | 설치간격 (m) | Cable 수(ea) | Spring정수 (t/m) | S/Type 하제압력 | WALE Type | WALE 설치수 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | Strut | 0.0 | 7.14 | 4.00 | 1.60 | 1 | 16944.9 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | -2.400 | Strut | 0.0 | 7.14 | 4.00 | 1.60 | 1 | 16944.9 | 1 | 1 | 1 |
| 3 | -4.300 | Strut | 0.0 | 7.14 | 4.00 | 1.60 | 1 | 16944.9 | 1 | 1 | 1 |

Next Page

## I-8. 가 설 구 조 물

### 1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

### 2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400.SS-490)

| 종 류 | 허 용 응 력 도 (Kgf/㎠) | |
|---|---|---|
| 1. 축방향 인장 | 1.400 x 1.5 = 2.100 | |
| 2. 축방향 압축 | L/R <= 20 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| L(Cm):유효 좌굴장 | 20<L/R<93 | 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) |
| R(Cm):단면 2차반경 | 93 <= L/R | $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$ |
| 3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정 점간거리 | 인 장 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| | 압 축 L/B<=4.5 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| | 4.5<L/B<=30 | 2.100-36(L/B-4.5) |
| 4. 전단응력 | 800 x 1.5 = 1.200 | |
| 5. 용접강도 | 공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90% | |

(도로교설계기준, 2000)

### 3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

## II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한.토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 하하여 실시하며.수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

### II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산

Ka = Tan² (45-@/2)
Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Ka (1) | Ka (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pa1 | 계 (t/㎡) Pa2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | h= 0.56 Rt= 0.95 | |
| 1 | -4.300 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.660 | 0.095 | 0.095 | 2.755 | 2.755 |
| | | | | | | | | | h= 0.84 Rt= 0.95 | |
| 2 | -5.140 | 1.9 | 2.9 | 0.347 | 0.320 | 3.500 | 0.372 | 0.000 | 3.872 | 3.500 |
| | | | | | | | | | h= 0.30 Rt= 1.00 | |
| 3 | -5.440 | 2.9 | 25.0 | 0.320 | 0.295 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 |
| | | | | | | | | | h= 0.70 Rt= 2.30 | |
| 4 | -6.140 | 25.0 | 25.0 | 0.295 | 0.295 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 |
| | | | | | | | | | h= 1.50 Rt= 2.30 | |
| 5 | -7.640 | 25.0 | 0.0 | 0.295 | 0.000 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 |

* 수 동 토 압 계 산

Kp = Tan² (45+@/2)
Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Kp (1) | Kp (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pp1 | 계 (t/㎡) Pp2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -6.140 | 0.0 | 25.0 | 0.000 | 3.392 | 0.000 | 0.000 | 92.088 | 0.000 | 92.088 |
| | | | | | | | | | h= 1.50 Rt= 2.30 | |
| 2 | -7.640 | 25.0 | 0.0 | 3.392 | 0.000 | 1.500 | 103.791 | 0.000 | 105.291 | 0.000 |

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.50 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -4.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 2.755 + 3.872 ) x 0.5 x 0.840 x 0.444 x 0.6 = 0.741 tf-m
2. ( 3.500 + 3.800 ) x 0.5 x 0.300 x 0.992 x 0.6 = 0.652 tf-m
3. ( 3.800 + 3.800 ) x 0.5 x 0.700 x 1.490 x 0.6 = 2.378 tf-m
4. ( 3.800 + 3.800 ) x 0.5 x 1.500 x 2.590 x 0.6 = 8.858 tf-m

Total moment (Ma) = 12.628 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 92.088 +105.291 ) x 0.5 x 1.500 x 2.607 x 0.6 = 231.530 tf-m

Total moment (Mp) = 231.530 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 231.530 / 12.628

= 18.334 > 1.20 O.K.

Next Page

## II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Ka (1) | Ka (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pa1 | 계 (t/㎡) Pa2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | h= 0.76 Rt= | 0.80 |
| 1 | -2.400 | 0.0 | 0.0 | 0.390 | 0.390 | 0.760 | 1.976 | 1.976 | 2.736 | 2.736 | |
| | | | | | | | | | h= 0.74 Rt= | | 0.80 |
| 2 | -3.140 | 0.0 | 0.0 | 0.390 | 0.307 | 1.500 | 2.207 | 1.737 | 3.707 | 3.237 | |
| | | | | | | | | | h= 0.60 Rt= | | 0.90 |
| 3 | -3.740 | 0.0 | 1.9 | 0.307 | 0.347 | 2.100 | 1.903 | 0.000 | 4.003 | 2.100 | |
| | | | | | | | | | h= 0.56 Rt= | | 0.95 |
| 4 | -4.300 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.660 | 0.095 | 0.095 | 2.755 | 2.755 | |
| | | | | | | | | | h= 0.50 Rt= | | 0.95 |
| 5 | -4.800 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 3.160 | 0.259 | 0.259 | 3.419 | 3.419 | |
| | | | | | | | | | h= 0.34 Rt= | | 0.95 |
| 6 | -5.140 | 1.9 | 2.9 | 0.347 | 0.320 | 3.500 | 0.372 | 0.000 | 3.872 | 3.500 | |
| | | | | | | | | | h= 0.30 Rt= | | 1.00 |
| 7 | -5.440 | 2.9 | 25.0 | 0.320 | 0.295 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 | |
| | | | | | | | | | h= 2.20 Rt= | | 1.30 |
| 8 | -7.640 | 25.0 | 0.0 | 0.295 | 0.000 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 | |

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Kp (1) | Kp (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pp1 | 계 (t/㎡) Pp2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -4.800 | 0.0 | 1.9 | 0.000 | 2.882 | 0.000 | 0.000 | 6.451 | 0.000 | 6.451 | |
| | | | | | | | | | h= 0.34 Rt= | | 0.95 |
| 2 | -5.140 | 1.9 | 2.9 | 2.882 | 3.124 | 0.340 | 7.382 | 11.261 | 7.722 | 11.601 | |
| | | | | | | | | | h= 0.30 Rt= | | 1.00 |
| 3 | -5.440 | 2.9 | 25.0 | 3.124 | 3.392 | 0.640 | 12.198 | 94.202 | 12.838 | 94.842 | |
| | | | | | | | | | h= 2.20 Rt= | | 1.30 |
| 4 | -7.640 | 25.0 | 0.0 | 3.392 | 0.000 | 2.840 | 103.903 | 0.000 | 106.743 | 0.000 | |

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 2.84 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.400 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 2.736 + 3.707 ) x 0.5 x 0.740 x 0.389 x 0.6 = 0.556 tf-m
2. ( 3.237 + 4.003 ) x 0.5 x 0.600 x 1.051 x 0.6 = 1.369 tf-m
3. ( 2.100 + 2.755 ) x 0.5 x 0.560 x 1.633 x 0.6 = 1.332 tf-m
4. ( 2.755 + 3.419 ) x 0.5 x 0.500 x 2.159 x 0.6 = 1.999 tf-m
5. ( 3.419 + 3.872 ) x 0.5 x 0.340 x 2.574 x 0.6 = 1.914 tf-m
6. ( 3.500 + 3.800 ) x 0.5 x 0.300 x 2.892 x 0.6 = 1.900 tf-m
7. ( 3.800 + 3.800 ) x 0.5 x 2.200 x 4.140 x 0.6 = 20.766 tf-m

Total moment (Ma) = 29.836 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 6.451 + 7.722 ) x 0.5 x 0.340 x 2.575 x 0.6 = 3.723 tf-m
2. ( 11.601 + 12.838 ) x 0.5 x 0.300 x 2.893 x 0.6 = 6.362 tf-m
3. ( 94.842 +106.743 ) x 0.5 x 2.200 x 4.162 x 0.6 = 553.689 tf-m

Total moment (Mp) = 563.773 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 563.773 / 29.836

= 18.896 > 1.20 O.K.

Next Page

## III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위.전단력.모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

### 1) 각 절점의 토압 집계표(단위:t/㎡/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.59 | 0.59 | 0.59 | 0.59 | 3.19 | 3.19 |
| | -0.500 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 3.19 | 3.19 |
| 2 | -0.500 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 3.19 | 3.19 |
| | -1.000 | 1.42 | 1.29 | 1.29 | 1.29 | 3.19 | 3.19 |
| 3 | -1.000 | 1.55 | 1.40 | 1.29 | 1.29 | 3.19 | 3.19 |
| | -1.640 | 1.26 | 1.74 | 1.74 | 1.74 | 3.19 | 3.19 |
| 4 | -1.640 | 1.26 | 1.74 | 1.74 | 1.74 | 3.19 | 3.19 |
| | -2.400 | 1.75 | 2.27 | 2.27 | 2.27 | 3.19 | 3.19 |
| 5 | -2.400 | 1.75 | 2.27 | 2.27 | 2.27 | 3.19 | 3.19 |
| | -2.900 | 2.18 | 2.62 | 2.62 | 2.62 | 3.19 | 3.19 |
| 6 | -2.900 | 2.18 | 2.62 | 2.62 | 2.62 | 3.19 | 3.19 |
| | -3.140 | 2.39 | 2.83 | 2.79 | 2.79 | 3.19 | 3.19 |
| 7 | -3.140 | 2.13 | 2.27 | 2.20 | 2.20 | 2.63 | 2.63 |
| | -3.740 | 2.64 | 2.79 | 2.55 | 2.55 | 2.63 | 2.63 |
| 8 | -3.740 | 1.55 | 0.98 | 0.64 | 0.64 | 3.04 | 3.04 |
| | -4.300 | 2.60 | 1.83 | 1.02 | 1.02 | 3.04 | 3.04 |
| 9 | -4.300 | 2.60 | 1.83 | 1.02 | 1.02 | 3.04 | 3.04 |
| | -4.800 | 3.73 | 2.92 | 2.17 | 1.65 | 3.04 | 3.04 |
| 10 | -4.800 | 3.73 | 2.92 | 2.73 | 2.22 | 3.04 | 3.04 |
| | -5.140 | 4.36 | 3.25 | 2.21 | 1.63 | 3.04 | 3.04 |
| 11 | -5.140 | 4.26 | 3.15 | 2.11 | 1.53 | 2.87 | 2.87 |
| | -5.440 | 5.01 | 4.12 | 3.20 | 2.66 | 2.87 | 2.87 |
| 12 | -5.440 | 1.12 | 0.23 | 0.00 | 0.00 | 2.99 | 2.99 |
| | -6.140 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.29 | 0.29 |
| 13 | -6.140 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -6.890 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -6.890 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -7.640 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | MAX. | 5.01 | 4.12 | 3.20 | 2.79 | 3.19 | 3.19 |

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 4.95 | 5.02 | 5.06 | 5.13 | 0.24 | 5.13 |
| 2 | -0.500 | 4.40 | 4.62 | 4.72 | 4.82 | 0.27 | 4.82 |
| 3 | -1.000 | 3.85 | 4.22 | 4.37 | 4.52 | 0.30 | 4.52 |
| 4 | -1.640 | 3.15 | 3.68 | 3.91 | 4.09 | 0.33 | 4.09 |
| 5 | -2.400 | 2.36 | 3.00 | 3.30 | 3.51 | 0.35 | 3.51 |
| 6 | -2.900 | 1.88 | 2.53 | 2.88 | 3.10 | 0.36 | 3.10 |
| 7 | -3.140 | 1.66 | 2.30 | 2.67 | 2.89 | 0.36 | 2.89 |
| 8 | -3.740 | 1.15 | 1.74 | 2.12 | 2.33 | 0.36 | 2.33 |
| 9 | -4.300 | 0.75 | 1.24 | 1.61 | 1.81 | 0.36 | 1.81 |
| 10 | -4.800 | 0.44 | 0.84 | 1.18 | 1.36 | 0.35 | 1.36 |
| 11 | -5.140 | 0.26 | 0.59 | 0.89 | 1.06 | 0.34 | 1.06 |
| 12 | -5.440 | 0.12 | 0.38 | 0.65 | 0.81 | 0.33 | 0.81 |
| 13 | -6.140 | -0.17 | -0.05 | 0.13 | 0.25 | 0.28 | 0.28 |
| 14 | -6.890 | -0.44 | -0.47 | -0.39 | -0.32 | 0.20 | -0.47 |
| 15 | -7.640 | -0.69 | -0.87 | -0.90 | -0.88 | 0.13 | 0.00 |
| | MAX. | 4.95 | 5.02 | 5.06 | 5.13 | 0.36 | 5.13 |

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -0.500 | 0.38 | 0.38 | 0.38 | 0.38 | 1.59 | 1.59 |
| 2 | -0.500 | -0.38 | 3.33 | 1.25 | 1.47 | 3.00 | 3.33 |
| | -1.000 | 0.97 | -2.77 | -0.69 | -0.91 | -1.41 | -2.77 |
| 3 | -1.000 | -0.78 | 2.77 | 0.69 | 0.91 | 1.41 | 2.77 |
| | -1.640 | 1.50 | -1.77 | 0.27 | 0.06 | 0.63 | -1.77 |
| 4 | -1.640 | -1.11 | 1.77 | -0.27 | -0.06 | -0.63 | 1.77 |
| | -2.400 | 1.69 | -0.24 | 1.80 | 1.58 | 3.05 | 3.05 |
| 5 | -2.400 | -1.11 | 0.24 | 3.26 | 1.96 | 2.85 | 3.26 |
| | -2.900 | 1.62 | 0.98 | -2.04 | -0.73 | -1.26 | -2.04 |
| 6 | -2.900 | -1.26 | -0.97 | 2.04 | 0.73 | 1.26 | 2.04 |
| | -3.140 | 1.56 | 1.59 | -1.39 | -0.08 | -0.49 | 1.59 |
| 7 | -3.140 | -1.08 | -1.55 | 1.39 | 0.08 | 0.50 | -1.55 |
| | -3.740 | 1.52 | 2.47 | 0.04 | 1.34 | 1.08 | 2.47 |
| 8 | -3.740 | -0.04 | -1.72 | -0.04 | -1.34 | -1.08 | -1.72 |
| | -4.300 | 0.04 | 1.72 | 0.50 | 1.80 | 2.78 | 2.78 |
| 9 | -4.300 | 0.88 | -1.29 | -0.50 | 1.49 | 3.23 | 3.23 |
| | -4.800 | -0.88 | 1.29 | 1.30 | -0.82 | -1.71 | -1.71 |
| 10 | -4.800 | 1.38 | -0.92 | -1.25 | 0.82 | 1.71 | 1.71 |
| | -5.140 | -1.38 | 0.92 | 1.51 | -0.17 | -0.68 | 1.51 |
| 11 | -5.140 | 1.66 | -0.57 | -1.09 | 0.17 | 0.68 | 1.66 |
| | -5.440 | -1.66 | 0.57 | 1.09 | 0.46 | 0.18 | -1.66 |
| 12 | -5.440 | 1.87 | -0.12 | -0.63 | -0.46 | -0.18 | 1.87 |
| | -6.140 | -1.87 | 0.12 | 0.63 | 0.46 | 1.33 | -1.87 |
| 13 | -6.140 | 1.45 | 0.17 | -0.19 | -0.18 | -0.65 | 1.45 |
| | -6.890 | -1.45 | -0.17 | 0.19 | 0.18 | 0.65 | -1.45 |
| 14 | -6.890 | 0.35 | 0.09 | 0.01 | -0.01 | -0.13 | 0.35 |
| | -7.640 | -0.35 | -0.09 | -0.01 | 0.01 | 0.17 | -0.35 |
| | MAX. | 1.87 | 3.33 | 3.26 | 1.96 | 3.23 | 3.33 |

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -0.500 | 0.09 | 0.09 | 0.09 | 0.09 | 0.40 | 0.40 |
| 3 | -1.000 | 0.42 | -1.45 | -0.41 | -0.52 | -0.70 | -1.45 |
| 4 | -1.640 | 1.17 | -2.91 | -0.56 | -0.80 | -0.95 | -2.91 |
| 5 | -2.400 | 2.23 | -3.70 | 0.21 | -0.21 | 0.45 | -3.70 |
| 6 | -2.900 | 2.91 | -3.52 | -1.13 | -0.89 | -0.58 | -3.52 |
| 7 | -3.140 | 3.24 | -3.22 | -1.54 | -0.99 | -0.79 | 3.24 |
| 8 | -3.740 | 4.04 | -1.99 | -1.95 | -0.62 | -0.61 | 4.04 |
| 9 | -4.300 | 4.07 | -1.02 | -1.81 | 0.25 | 0.47 | 4.07 |
| 10 | -4.800 | 3.62 | -0.38 | -1.39 | -0.34 | -0.76 | 3.62 |
| 11 | -5.140 | 3.16 | -0.06 | -0.90 | -0.51 | -1.17 | 3.16 |
| 12 | -5.440 | 2.66 | 0.11 | -0.58 | -0.47 | -1.25 | 2.66 |
| 13 | -6.140 | 1.35 | 0.19 | -0.13 | -0.14 | -0.61 | 1.35 |
| 14 | -6.890 | 0.26 | 0.07 | 0.01 | -0.01 | -0.12 | 0.26 |
| 15 | -7.640 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | MAX. | 4.07 | 3.70 | 1.95 | 0.99 | 1.25 | 4.07 |

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | -0.500 | 0.00 | -3.71 | -1.63 | -1.85 | -4.59 | -4.59 |
| 5 | -2.400 | 0.00 | 0.00 | -5.06 | -3.54 | -5.91 | -5.91 |
| 9 | -4.300 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3.29 | -6.02 | -6.02 |
| MAX. | | 0.00 | -3.71 | -5.06 | -3.54 | -6.02 | -6.02 |

Next Page

## IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

### 1) 토류벽의 횡방향 변위량

| 절 점 번 호 | Elevation (m) | 변 위 량 (cm) | 절 점 번 호 | Elevation (m) | 변 위 량 (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.51296 | 2 | -0.500 | 0.48249 |
| 3 | -1.000 | 0.45191 | 4 | -1.640 | 0.40923 |
| 5 | -2.400 | 0.35114 | 6 | -2.900 | 0.30967 |
| 7 | -3.140 | 0.28866 | 8 | -3.740 | 0.23340 |
| 9 | -4.300 | 0.18090 | 10 | -4.800 | 0.13561 |
| 11 | -5.140 | 0.10598 | 12 | -5.440 | 0.08067 |
| 13 | -6.140 | 0.02762 | 14 | -6.890 | -0.04680 |

### 2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.01718 m'/m

### 3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 6.1 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 28.31 도
Hp = 0.5 x B x tan ( 45 + $/2 )
= 0.5 x 14.0 x tan ( 45 + 28.31 /2 ) = 11.72 m
Ht = Hp + Hw = 11.72 m + 6.14 m = 17.86 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan ( 45 - $/2)
= 17.86 m x tan ( 45 - 28.31 /2 ) = 10.67 m

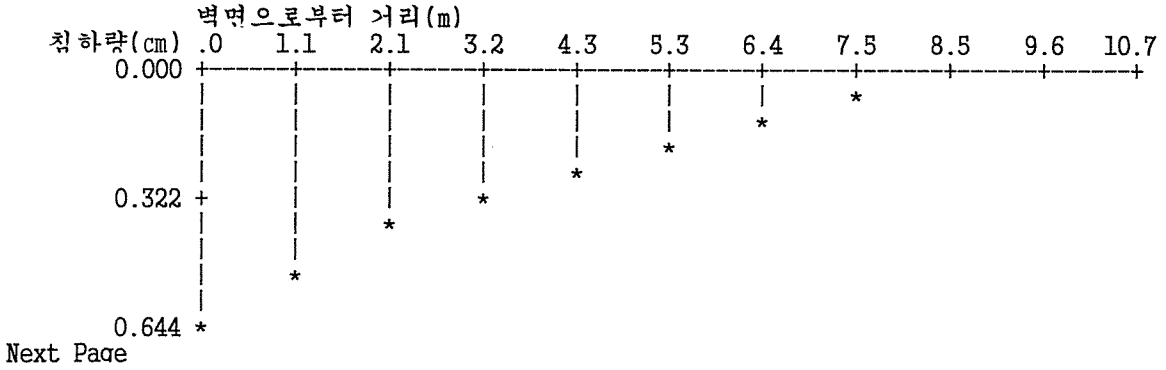
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.01718/ 10.67
= 0.006442 m = 0.644 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.644 x (( 10.67 - Xi)/ 10.67 )**2

| 절점 NO. | 거 리 Xi(m) | 침 하 량 Si(cm) | 절점간 부등침하 부등침하량 | 구 배 | 절점 NO. | 거 리 Xi(m) | 침 하 량 Si(cm) | 절점간 부등침하 부등침하량 | 구 배 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.64423 | 0.000 | 1/ 0 | 2 | 1.067 | 0.52183 | 0.122 | 1/ 871 |
| 3 | 2.133 | 0.41231 | 0.110 | 1/ 974 | 4 | 3.200 | 0.31567 | 0.097 | 1/1104 |
| 5 | 4.267 | 0.23192 | 0.084 | 1/1274 | 6 | 5.333 | 0.16106 | 0.071 | 1/1505 |
| 7 | 6.400 | 0.10308 | 0.058 | 1/1840 | 8 | 7.467 | 0.05798 | 0.045 | 1/2365 |
| 9 | 8.533 | 0.02577 | 0.032 | 1/3311 | 10 | 9.600 | 0.00644 | 0.019 | 1/5519 |
| 11 | 10.667 | 0.00000 | 0.006 | 1/9999 | | | | | |




Next Page

## V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

### V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

| 버팀대 번 호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | 0.00 | 3.71 | 1.63 | 1.85 | 4.59 | 4.59 |
| 2 | -2.400 | 0.00 | 0.00 | 5.06 | 3.54 | 5.91 | 5.91 |
| 3 | -4.300 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.29 | 6.02 | 6.02 |
| MAX. | | 0.00 | 3.71 | 5.06 | 3.54 | 6.02 | 6.02 |

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 4.591 x 1.600 / COS( 0.0) = 7.345 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 5.907 x 1.600 / COS( 0.0) = 9.451 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 6.016 x 1.600 / COS( 0.0) = 9.626 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 3 : Tmax = 9.626 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계
==========

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 3
Tmax = 9.626 (ton)
. 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+07 (kg/cm²)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 10.800 (cm)
약축방향(Rv) = 6.290 (cm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 21.626 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 7.140**2/8.0 = 3.186 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 21.626 x 1000 / 92.180 = 234.609 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 3.186 x 100000 / 867.000 = 367.500 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 714.000 / 10.800 = 66.111 . L2/Rv = 400.000 / 6.290 = 63.593
L2/B = 400.000 / 25.000 = 16.000

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 1400.0 x1.00 = 2100.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 66.11- 20 ) ) x 1.00 = 1500.556 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 66.111 x 66.111 ) = 4118.354 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 234.61/ 1500.56 + 367.50/ 2100.00(1.0- 234.61/ 4118.35)
= 0.16 + 0.19 = 0.34
따 라 서 . F = 0.342 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (2100-36x(L/B-4.5))x1.00 = 1686.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 63.59- 20 ) ) x 1.00 = 1533.291 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 63.593 x 63.593 ) = 4450.961 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 234.61/ 1533.29 + 367.50/ 1686.00(1.0- 234.61/ 4450.96)
= 0.15 + 0.23 = 0.38
따 라 서 . F = 0.383 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

| STRUT NO | EL. (m) | 사 용 강 재 Type | 설계축력 (Ton/개소) | f(c) (kg/㎠) | f(b) (kg/㎠) | 안 전 율 강축 | 안 전 율 약축 | CHECK 강축 | CHECK 약축 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | H-250X250X9X14@1 | 7.345 | 209.863 | 367.500 | 0.32 | 0.37 | O.K | O.K |
| 2 | -2.400 | H-250X250X9X14@1 | 9.451 | 232.711 | 367.500 | 0.34 | 0.38 | O.K | O.K |
| 3 | -4.300 | H-250X250X9X14@1 | 9.626 | 234.609 | 367.500 | 0.34 | 0.38 | O.K | O.K |

Next Page

## VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) =.21000E+07 (kgf/cm²)
* 단 면 적 (A) = 173.200 (cm²)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 32400.0 ($cm^4$)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (cm³)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 4.066 x 0.600 = 2.439 (tf-m) [at Nodal point No. 9 : Step 1]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.439 x 100000 /1800.000 = 135.518 (kgf/cm²)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 259.000 / 60.000 = 4.317 . L/Rx = 259.000 / 7.560 = 34.259

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 2.439 x 1.0E+5 / 2700.0
= 90.345 (cm³)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 90.3 / 0.6 = 150.6

따 라 서 . 150.575 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 3.330 x 0.600 = 1.998 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 1.998 x 1000 / 173.200
= 11.536 (kgf/cm²)

따 라 서 . 11.536 < 1500.000 O.K

Next Page

## VII. 띠 장 ( WALE ) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 3 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Ry = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 9.626 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 9.626 x COS( 0.00 ) / 1.600 = 6.016 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 6.016 x 0.000 - 6.016 x 0.000 x 0.000 = 0.000 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 6.016 x 1.600 x 1.600 / 10.000 = 1.540 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 92.180 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.540 x 100000 / 867.000 = 177.648 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 160.000 / 10.800 = 14.815 . L2/Ry = 160.000 / 6.290 = 25.437
L2/B = 160.000 / 25.000 = 6.400

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 . Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = ( 2.100 - 36 x ( L/B - 4.5 ) ) x 1.00 = 2031.6 (kgf/㎠)
L/R < 20 ;
f(Cax) = 2.100 x 1.00 =2100.00 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 14.815 x 14.815 ) = 82012.500 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 0.00/ 2100.00 + 177.65/ 2031.60(1.0- 0.00/ 82012.50)
= 0.00 + 0.09 = 0.09
따 라 서 . F = 0.087 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Ry)
0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = ( 2.100 - 36 x ( L/B - 4.5 ) ) x 1.00 = 2031.6 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 25.44- 20 ) ) x 1.00 = 2029.316 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 25.437 x 25.437 ) = 27818.506 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 0.00/ 2029.32 + 177.65/ 2031.60(1.0- 0.00/ 27818.51)
= 0.00 + 0.09 = 0.09
따 라 서 . F = 0.087 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 6.016 x 1.600 x ( 6.00/ 10.00) = 5.776 (tf)
Aw = T1 x ( H - T2 x 2 ) x 0.01
= 9.0 x 222.0 x 0.01 = 19.980 (㎠)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 5.776 x 1000 / 19.980 = 289.078 (kgf/㎠)

따 라 서 . 289.078 kgf/㎠ < 1200.000 kgf/㎠ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

| STRUT NO | EL. (m) | 사 용 강 재 Type | 작용하중 (Tf/m) | 단 면 력 M(tf-m) | N(t) | S(t) | 전단강도 (kgf/㎠) | 휨안전율 감축 | 약축 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.50 | H-250X250X9X14@1 | 4.59 | 1.18 | 0.00 | 4.41 | 220.58 | 0.07 | 0.07 |
| 2 | -2.40 | H-250X250X9X14@1 | 5.91 | 1.51 | 0.00 | 5.67 | 283.82 | 0.09 | 0.09 |
| 3 | -4.30 | H-250X250X9X14@1 | 6.02 | 1.54 | 0.00 | 5.78 | 289.08 | 0.09 | 0.09 |

THE END

# 3.3.4 A2 버팀보 사보강

# I. 설 계 조 건

## I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

| 토층 번호 | 상단 EL(m) | 하단 EL(m) | 단위중량 (t/㎥) | N | 점착력 (t/㎡) | 전단 저항각(DO) | 토질 형태 | 지반반력계수 (t/㎥) | 마찰저항 (kgf/㎠) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | -3.140 | 1.80 | 5 | 0.000 | 26.00 | FILL | 1328.189 | 0.00 |
| 2 | -3.140 | -3.740 | 1.90 | 7 | 0.000 | 32.00 | GRAVEL | 1522.607 | 0.00 |
| 3 | -3.740 | -5.140 | 1.95 | 50 | 1.900 | 29.00 | WEA.SOIL | 3382.672 | 0.00 |
| 4 | -5.140 | -5.440 | 2.00 | 50 | 2.900 | 31.00 | WEA.ROCK | 3382.672 | 0.00 |
| 5 | -5.440 | -15.000 | 2.30 | 50 | 25.000 | 33.00 | SOFTROCK | 3382.672 | 0.00 |

2) 각 토층의 토압계수

| 토층 번호 | 상단 EL(m) | 하단 EL(m) | RANKINE식 Ka | RANKINE식 Kp | COULOMB식 Ka | COULOMB식 Kp | CAQUOT & KERISEL Ka | CAQUOT & KERISEL Kp | 정지토압 Ko |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | -3.140 | 0.390 | 2.561 | 0.347 | 4.399 | 0.390 | 3.792 | 0.562 |
| 2 | -3.140 | -3.740 | 0.307 | 3.255 | 0.275 | 7.333 | 0.307 | 5.672 | 0.470 |
| 3 | -3.740 | -5.140 | 0.347 | 2.882 | 0.309 | 5.600 | 0.347 | 4.607 | 0.515 |
| 4 | -5.140 | -5.440 | 0.320 | 3.124 | 0.286 | 6.679 | 0.320 | 5.284 | 0.485 |
| 5 | -5.440 | -15.000 | 0.295 | 3.392 | 0.264 | 8.084 | 0.295 | 6.099 | 0.455 |

## I-2. 상 재 하 중

| NO | X-NEAR (m) | X-FAR (m) | EL. (m) | LOAD (t/㎡) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 20.000 | 0.000 | 1.500 |

## I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -1.640 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -5.440 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

## I-4. 최종 굴착바닥의 위치 및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -6.140 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 5
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.900 -4.800 -6.140 -6.140

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE. SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile .SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) = 2100000. (kgf/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.2 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 32400.0 ($cm^4$ )
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.0 (㎤)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Rv) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 Type

ㅇ. S T R U T T Y P E

| NO | T Y P E | 탄성계수(E) (kgf/㎠) | 단면적(A) (㎠) | 단면2차반경(cm) Rx | Rv | 단 면 계 수 Zx(㎤) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | H-250X250X9X14 | 2100000. | 92.180 | 10.800 | 6.290 | 867.00 |

ㅇ. W A L E T Y P E

| NO | T Y P E | 단 면 적(A) (㎠) | 단면2차반경(cm) Rx | Rv | 단 면 계 수(Z) (㎤) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | H-250X250X9X14 | 92.180 | 10.800 | 6.290 | 867.00 |

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

| NO | EL. (m) | 버팀보 형식 | 설치각 (DO) | 자유및정착장 강축 | 자유및정착장 약축 | 설치간격 (m) | Cable 수(ea) | Spring정수 (t/m') | S/Type 한계압력 | WALE Type | WALE 설치수 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | Strut | 52.5 | 4.55 | 3.41 | 1.60 | 1 | 16187.2 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | -2.400 | Strut | 52.5 | 4.55 | 3.41 | 1.60 | 1 | 16187.2 | 1 | 1 | 1 |
| 3 | -4.300 | Strut | 52.5 | 4.55 | 3.41 | 1.60 | 1 | 16187.2 | 1 | 1 | 1 |

Next Page

## I-8. 가 설 구 조 물

### 1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

### 2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400.SS-490)

| 종 류 | 허 용 응 력 도 (Kgf/㎠) |
|---|---|
| 1. 축방향 인장 | 1.400 x 1.5 = 2.100 |
| 2. 축방향 압축<br>L(Cm):유효 좌굴장<br>R(Cm):단면 2차반경 | L/R <= 20 : 1.400 x 1.5 = 2.100<br>20<L/R<93 : 2.100 - 13 ( L/R - 20 )<br>93 <= L/R : $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$ |
| 3. 휨 응 력<br>B:압축Flange폭<br>L:Flange 고정점간거리 | 인 장 : 1.400 x 1.5 = 2.100<br>압 축 L/B<=4.5 : 1.400 x 1.5 = 2.100<br>4.5<L/B<=30 : 2.100-36(L/B-4.5) |
| 4. 전단응력 | 800 x 1.5 = 1.200 |
| 5. 용접강도 | 공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90% |

(도로교설계기준, 2000)

### 3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

## II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한.토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 하하여 실시하며.수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

### II-1. 최 종 굴 착 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산

$Ka = Tan^2 (45-\phi/2)$

$Pa = (\alpha+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)$

$\alpha$ : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Ka (1) | Ka (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pa1 | 계 (t/㎡) Pa2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | h= 0.56 Rt= 0.95 | |
| 1 | -4.300 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.660 | 0.095 | 0.095 | 2.755 | 2.755 |
| | | | | | | | | | h= 0.84 Rt= 0.95 | |
| 2 | -5.140 | 1.9 | 2.9 | 0.347 | 0.320 | 3.500 | 0.372 | 0.000 | 3.872 | 3.500 |
| | | | | | | | | | h= 0.30 Rt= 1.00 | |
| 3 | -5.440 | 2.9 | 25.0 | 0.320 | 0.295 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 |
| | | | | | | | | | h= 0.70 Rt= 2.30 | |
| 4 | -6.140 | 25.0 | 25.0 | 0.295 | 0.295 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 |
| | | | | | | | | | h= 1.50 Rt= 2.30 | |
| 5 | -7.640 | 25.0 | 0.0 | 0.295 | 0.000 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 |

* 수 동 토 압 계 산

$Kp = Tan^2 (45+\phi/2)$

$Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)$

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Kp (1) | Kp (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pp1 | 계 (t/㎡) Pp2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -6.140 | 0.0 | 25.0 | 0.000 | 3.392 | 0.000 | 0.000 | 92.088 | 0.000 | 92.088 |
| | | | | | | | | | h= 1.50 Rt= 2.30 | |
| 2 | -7.640 | 25.0 | 0.0 | 3.392 | 0.000 | 1.500 | 103.791 | 0.000 | 105.291 | 0.000 |

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.50 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -4.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 2.755 + 3.872 ) x 0.5 x 0.840 x 0.444 x 0.6 = 0.741 tf-m
2. ( 3.500 + 3.800 ) x 0.5 x 0.300 x 0.992 x 0.6 = 0.652 tf-m
3. ( 3.800 + 3.800 ) x 0.5 x 0.700 x 1.490 x 0.6 = 2.378 tf-m
4. ( 3.800 + 3.800 ) x 0.5 x 1.500 x 2.590 x 0.6 = 8.858 tf-m

Total moment (Ma) = 12.628 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 92.088 +105.291 ) x 0.5 x 1.500 x 2.607 x 0.6 = 231.530 tf-m

Total moment (Mp) = 231.530 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 231.530 / 12.628

= 18.334 > 1.20 O.K.

Next Page

## II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Ka (1) | Ka (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pa1 | 계 (t/㎡) Pa2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | h= 0.76 | Rt= 0.80 |
| 1 | -2.400 | 0.0 | 0.0 | 0.390 | 0.390 | 0.760 | 1.976 | 1.976 | 2.736 | 2.736 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.74 | Rt= 0.80 |
| 2 | -3.140 | 0.0 | 0.0 | 0.390 | 0.307 | 1.500 | 2.207 | 1.737 | 3.707 | 3.237 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.60 | Rt= 0.90 |
| 3 | -3.740 | 0.0 | 1.9 | 0.307 | 0.347 | 2.100 | 1.903 | 0.000 | 4.003 | 2.100 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.56 | Rt= 0.95 |
| 4 | -4.300 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 2.660 | 0.095 | 0.095 | 2.755 | 2.755 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.50 | Rt= 0.95 |
| 5 | -4.800 | 1.9 | 1.9 | 0.347 | 0.347 | 3.160 | 0.259 | 0.259 | 3.419 | 3.419 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.34 | Rt= 0.95 |
| 6 | -5.140 | 1.9 | 2.9 | 0.347 | 0.320 | 3.500 | 0.372 | 0.000 | 3.872 | 3.500 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.30 | Rt= 1.00 |
| 7 | -5.440 | 2.9 | 25.0 | 0.320 | 0.295 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 | |
| | | | | | | | | | | h= 2.20 | Rt= 1.30 |
| 8 | -7.640 | 25.0 | 0.0 | 0.295 | 0.000 | 3.800 | 0.000 | 0.000 | 3.800 | 3.800 | |

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

| NO. | EL. (m) | C(t/㎡) (1) | C(t/㎡) (2) | Kp (1) | Kp (2) | 수 압 (t/㎡) | 토 압(t/㎡) (1) | 토 압(t/㎡) (2) | 계 (t/㎡) Pp1 | 계 (t/㎡) Pp2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -4.800 | 0.0 | 1.9 | 0.000 | 2.882 | 0.000 | 0.000 | 6.451 | 0.000 | 6.451 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.34 | Rt= 0.95 |
| 2 | -5.140 | 1.9 | 2.9 | 2.882 | 3.124 | 0.340 | 7.382 | 11.261 | 7.722 | 11.601 | |
| | | | | | | | | | | h= 0.30 | Rt= 1.00 |
| 3 | -5.440 | 2.9 | 25.0 | 3.124 | 3.392 | 0.640 | 12.198 | 94.202 | 12.838 | 94.842 | |
| | | | | | | | | | | h= 2.20 | Rt= 1.30 |
| 4 | -7.640 | 25.0 | 0.0 | 3.392 | 0.000 | 2.840 | 103.903 | 0.000 | 106.743 | 0.000 | |

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 2.84 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.400 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 2.736 + 3.707 ) x 0.5 x 0.740 x 0.389 x 0.6 = 0.556 tf-m
2. ( 3.237 + 4.003 ) x 0.5 x 0.600 x 1.051 x 0.6 = 1.369 tf-m
3. ( 2.100 + 2.755 ) x 0.5 x 0.560 x 1.633 x 0.6 = 1.332 tf-m
4. ( 2.755 + 3.419 ) x 0.5 x 0.500 x 2.159 x 0.6 = 1.999 tf-m
5. ( 3.419 + 3.872 ) x 0.5 x 0.340 x 2.574 x 0.6 = 1.914 tf-m
6. ( 3.500 + 3.800 ) x 0.5 x 0.300 x 2.892 x 0.6 = 1.900 tf-m
7. ( 3.800 + 3.800 ) x 0.5 x 2.200 x 4.140 x 0.6 = 20.766 tf-m

Total moment (Ma) = 29.836 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ( 6.451 + 7.722 ) x 0.5 x 0.340 x 2.575 x 0.6 = 3.723 tf-m
2. ( 11.601 + 12.838 ) x 0.5 x 0.300 x 2.893 x 0.6 = 6.362 tf-m
3. ( 94.842 +106.743 ) x 0.5 x 2.200 x 4.162 x 0.6 = 553.689 tf-m

Total moment (Mp) = 563.773 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 563.773 / 29.836

= 18.896 > 1.20 O.K.

Next Page

## III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위.전단력.모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

### 1) 각 절점의 토압 집계표(단위:t/㎡/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.59 | 0.59 | 0.59 | 0.59 | 3.19 | 3.19 |
| | -0.500 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 3.19 | 3.19 |
| 2 | -0.500 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 0.94 | 3.19 | 3.19 |
| | -1.000 | 1.42 | 1.29 | 1.29 | 1.29 | 3.19 | 3.19 |
| 3 | -1.000 | 1.55 | 1.40 | 1.29 | 1.29 | 3.19 | 3.19 |
| | -1.640 | 1.26 | 1.74 | 1.74 | 1.74 | 3.19 | 3.19 |
| 4 | -1.640 | 1.26 | 1.74 | 1.74 | 1.74 | 3.19 | 3.19 |
| | -2.400 | 1.75 | 2.27 | 2.27 | 2.27 | 3.19 | 3.19 |
| 5 | -2.400 | 1.75 | 2.27 | 2.27 | 2.27 | 3.19 | 3.19 |
| | -2.900 | 2.18 | 2.62 | 2.62 | 2.62 | 3.19 | 3.19 |
| 6 | -2.900 | 2.18 | 2.62 | 2.62 | 2.62 | 3.19 | 3.19 |
| | -3.140 | 2.39 | 2.83 | 2.79 | 2.79 | 3.19 | 3.19 |
| 7 | -3.140 | 2.13 | 2.27 | 2.20 | 2.20 | 2.63 | 2.63 |
| | -3.740 | 2.64 | 2.79 | 2.55 | 2.55 | 2.63 | 2.63 |
| 8 | -3.740 | 1.55 | 0.98 | 0.64 | 0.64 | 3.04 | 3.04 |
| | -4.300 | 2.60 | 1.83 | 1.02 | 1.02 | 3.04 | 3.04 |
| 9 | -4.300 | 2.60 | 1.83 | 1.02 | 1.02 | 3.04 | 3.04 |
| | -4.800 | 3.73 | 2.92 | 2.15 | 1.62 | 3.04 | 3.04 |
| 10 | -4.800 | 3.73 | 2.92 | 2.73 | 2.19 | 3.04 | 3.04 |
| | -5.140 | 4.36 | 3.25 | 2.19 | 1.59 | 3.04 | 3.04 |
| 11 | -5.140 | 4.26 | 3.15 | 2.09 | 1.49 | 2.87 | 2.87 |
| | -5.440 | 5.01 | 4.12 | 3.18 | 2.63 | 2.87 | 2.87 |
| 12 | -5.440 | 1.12 | 0.22 | 0.00 | 0.00 | 2.99 | 2.99 |
| | -6.140 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.29 | 0.29 |
| 13 | -6.140 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -6.890 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | -6.890 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -7.640 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | MAX. | 5.01 | 4.12 | 3.18 | 2.79 | 3.19 | 3.19 |

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 4.95 | 5.03 | 5.07 | 5.15 | 0.25 | 5.15 |
| 2 | -0.500 | 4.40 | 4.63 | 4.73 | 4.85 | 0.28 | 4.85 |
| 3 | -1.000 | 3.85 | 4.23 | 4.39 | 4.54 | 0.32 | 4.54 |
| 4 | -1.640 | 3.15 | 3.69 | 3.93 | 4.12 | 0.35 | 4.12 |
| 5 | -2.400 | 2.36 | 3.01 | 3.32 | 3.54 | 0.36 | 3.54 |
| 6 | -2.900 | 1.88 | 2.54 | 2.89 | 3.12 | 0.38 | 3.12 |
| 7 | -3.140 | 1.66 | 2.31 | 2.68 | 2.91 | 0.38 | 2.91 |
| 8 | -3.740 | 1.15 | 1.74 | 2.13 | 2.35 | 0.38 | 2.35 |
| 9 | -4.300 | 0.75 | 1.24 | 1.62 | 1.83 | 0.37 | 1.83 |
| 10 | -4.800 | 0.44 | 0.84 | 1.18 | 1.37 | 0.36 | 1.37 |
| 11 | -5.140 | 0.26 | 0.59 | 0.90 | 1.07 | 0.35 | 1.07 |
| 12 | -5.440 | 0.12 | 0.38 | 0.66 | 0.82 | 0.34 | 0.82 |
| 13 | -6.140 | -0.17 | -0.05 | 0.13 | 0.25 | 0.28 | 0.28 |
| 14 | -6.890 | -0.44 | -0.47 | -0.39 | -0.32 | 0.21 | -0.47 |
| 15 | -7.640 | -0.69 | -0.87 | -0.90 | -0.88 | 0.12 | 0.00 |
| | MAX. | 4.95 | 5.03 | 5.07 | 5.15 | 0.38 | 5.15 |

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | -0.500 | 0.38 | 0.38 | 0.38 | 0.38 | 1.59 | 1.59 |
| 2 | -0.500 | -0.38 | 3.33 | 1.28 | 1.48 | 3.01 | 3.33 |
| | -1.000 | 0.97 | -2.77 | -0.72 | -0.93 | -1.42 | -2.77 |
| 3 | -1.000 | -0.78 | 2.77 | 0.72 | 0.93 | 1.42 | 2.77 |
| | -1.640 | 1.50 | -1.77 | 0.24 | 0.04 | 0.62 | -1.77 |
| 4 | -1.640 | -1.11 | 1.77 | -0.24 | -0.04 | -0.62 | 1.77 |
| | -2.400 | 1.69 | -0.24 | 1.77 | 1.56 | 3.04 | 3.04 |
| 5 | -2.400 | -1.11 | 0.24 | 3.24 | 1.96 | 2.86 | 3.24 |
| | -2.900 | 1.62 | 0.98 | -2.01 | -0.73 | -1.27 | -2.01 |
| 6 | -2.900 | -1.26 | -0.97 | 2.01 | 0.73 | 1.27 | 2.01 |
| | -3.140 | 1.56 | 1.59 | -1.36 | -0.08 | -0.51 | 1.59 |
| 7 | -3.140 | -1.08 | -1.55 | 1.36 | 0.08 | 0.51 | -1.55 |
| | -3.740 | 1.52 | 2.47 | 0.06 | 1.34 | 1.07 | 2.47 |
| 8 | -3.740 | -0.04 | -1.72 | -0.06 | -1.34 | -1.07 | -1.72 |
| | -4.300 | 0.04 | 1.72 | 0.52 | 1.80 | 2.77 | 2.77 |
| 9 | -4.300 | 0.88 | -1.29 | -0.52 | 1.46 | 3.21 | 3.21 |
| | -4.800 | -0.88 | 1.29 | 1.32 | -0.80 | -1.69 | -1.69 |
| 10 | -4.800 | 1.38 | -0.92 | -1.27 | 0.80 | 1.69 | 1.69 |
| | -5.140 | -1.38 | 0.92 | 1.52 | -0.15 | -0.66 | 1.52 |
| 11 | -5.140 | 1.66 | -0.56 | -1.10 | 0.15 | 0.66 | 1.66 |
| | -5.440 | -1.66 | 0.56 | 1.10 | 0.47 | 0.20 | -1.66 |
| 12 | -5.440 | 1.87 | -0.12 | -0.63 | -0.47 | -0.20 | 1.87 |
| | -6.140 | -1.87 | 0.12 | 0.63 | 0.47 | 1.35 | -1.87 |
| 13 | -6.140 | 1.45 | 0.17 | -0.19 | -0.18 | -0.66 | 1.45 |
| | -6.890 | -1.45 | -0.17 | 0.19 | 0.18 | 0.66 | -1.45 |
| 14 | -6.890 | 0.35 | 0.09 | 0.01 | -0.01 | -0.13 | 0.35 |
| | -7.640 | -0.35 | -0.09 | -0.01 | 0.01 | 0.17 | -0.35 |
| | MAX. | 1.87 | 3.33 | 3.24 | 1.96 | 3.21 | 3.33 |

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | -0.500 | 0.09 | 0.09 | 0.09 | 0.09 | 0.40 | 0.40 |
| 3 | -1.000 | 0.42 | -1.44 | -0.42 | -0.52 | -0.71 | -1.44 |
| 4 | -1.640 | 1.17 | -2.91 | -0.59 | -0.82 | -0.96 | -2.91 |
| 5 | -2.400 | 2.23 | -3.70 | 0.15 | -0.24 | 0.43 | -3.70 |
| 6 | -2.900 | 2.91 | -3.52 | -1.17 | -0.92 | -0.60 | -3.52 |
| 7 | -3.140 | 3.24 | -3.21 | -1.58 | -1.02 | -0.82 | 3.24 |
| 8 | -3.740 | 4.04 | -1.98 | -1.98 | -0.65 | -0.65 | 4.04 |
| 9 | -4.300 | 4.07 | -1.01 | -1.83 | 0.22 | 0.43 | 4.07 |
| 10 | -4.800 | 3.62 | -0.37 | -1.39 | -0.35 | -0.80 | 3.62 |
| 11 | -5.140 | 3.16 | -0.06 | -0.90 | -0.51 | -1.20 | 3.16 |
| 12 | -5.440 | 2.66 | 0.11 | -0.57 | -0.47 | -1.26 | 2.66 |
| 13 | -6.140 | 1.35 | 0.20 | -0.13 | -0.14 | -0.61 | 1.35 |
| 14 | -6.890 | 0.26 | 0.07 | 0.01 | -0.01 | -0.12 | 0.26 |
| 15 | -7.640 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | MAX. | 4.07 | -3.70 | 1.98 | -1.02 | -1.26 | 4.07 |

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

| 절점 번호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2 | -0.500 | 0.00 | -3.71 | -1.66 | -1.86 | -4.60 | -4.60 |
| 5 | -2.400 | 0.00 | 0.00 | -5.01 | -3.52 | -5.91 | -5.91 |
| 9 | -4.300 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -3.26 | -5.98 | -5.98 |
| MAX. | | 0.00 | -3.71 | -5.01 | -3.52 | -5.98 | -5.98 |

Next Page

## IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

| 절 점 번 호 | Elevation (m) | 변 위 량 (cm) | 절 점 번 호 | Elevation (m) | 변 위 량 (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.51506 | 2 | -0.500 | 0.48473 |
| 3 | -1.000 | 0.45427 | 4 | -1.640 | 0.41172 |
| 5 | -2.400 | 0.35364 | 6 | -2.900 | 0.31206 |
| 7 | -3.140 | 0.29096 | 8 | -3.740 | 0.23541 |
| 9 | -4.300 | 0.18256 | 10 | -4.800 | 0.13692 |
| 11 | -5.140 | 0.10704 | 12 | -5.440 | 0.08151 |
| 13 | -6.140 | 0.02829 | 14 | -6.890 | -0.04690 |

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.01730 m²/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 6.1 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 28.31 도
Hp = 0.5 x B x tan ( 45 + $/2 )
= 0.5 x 14.0 x tan ( 45 + 28.31 /2 ) = 11.72 m
Ht = Hp + Hw = 11.72 m + 6.14 m = 17.86 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan ( 45 - $/2)
= 17.86 m x tan ( 45 - 28.31 /2 ) = 10.67 m

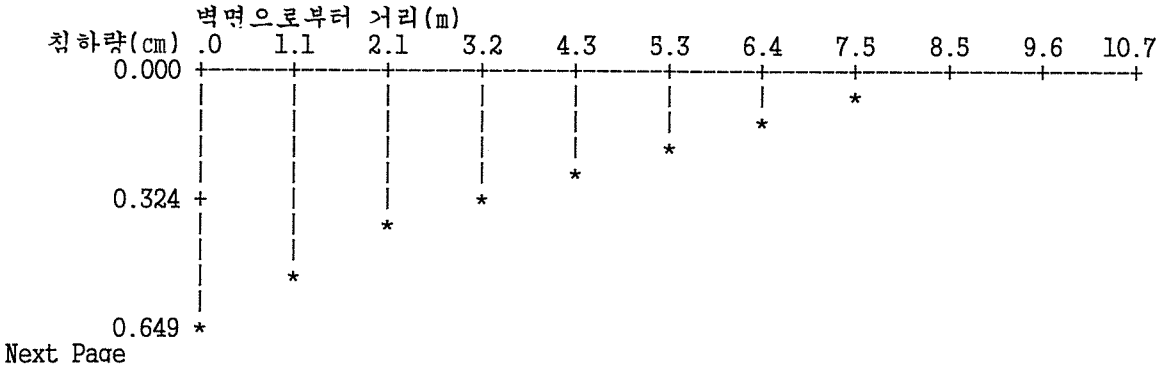
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.01730/ 10.67
= 0.006487 m = 0.649 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.649 x (( 10.67 - Xi)/ 10.67 )**2

| 절점 NO. | 거 리 Xi(m) | 침 하 량 Si(cm) | 절점간 부등침하 부등침하량 | 구 배 | 절점 NO. | 거 리 Xi(m) | 침 하 량 Si(cm) | 절점간 부등침하 부등침하량 | 구 배 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.000 | 0.64872 | 0.000 | 1/ 0 | 2 | 1.067 | 0.52546 | 0.123 | 1/ 865 |
| 3 | 2.133 | 0.41518 | 0.110 | 1/ 967 | 4 | 3.200 | 0.31787 | 0.097 | 1/1096 |
| 5 | 4.267 | 0.23354 | 0.084 | 1/1265 | 6 | 5.333 | 0.16218 | 0.071 | 1/1495 |
| 7 | 6.400 | 0.10379 | 0.058 | 1/1827 | 8 | 7.467 | 0.05838 | 0.045 | 1/2349 |
| 9 | 8.533 | 0.02595 | 0.032 | 1/3289 | 10 | 9.600 | 0.00649 | 0.019 | 1/5481 |
| 11 | 10.667 | 0.00000 | 0.006 | 1/9999 | | | | | |




Next Page

## V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

### V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

| 버팀대 번 호 | EL. (m) | 굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00 | 2 -2.90 | 3 -4.80 | 4 -6.14 | 5 -6.14 | MAX. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | 0.00 | 3.71 | 1.66 | 1.86 | 4.60 | 4.60 |
| 2 | -2.400 | 0.00 | 0.00 | 5.01 | 3.52 | 5.91 | 5.91 |
| 3 | -4.300 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.26 | 5.98 | 5.98 |
| MAX. | | 0.00 | 3.71 | 5.01 | 3.52 | 5.98 | 5.98 |

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 4.603 x 1.600 / COS(52.5) = 12.098 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 5.905 x 1.600 / COS(52.5) = 15.521 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3 ] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 5.983 x 1.600 / COS(52.5) = 15.725 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 3 : Tmax = 15.725 ton/ea

Next Page

## V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 3
Tmax = 15.725 (ton)
. 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+07 (kg/cm²)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 10.800 (cm)
약축방향(Rv) = 6.290 (cm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 27.725 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 4.550**2/8.0 = 1.294 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 27.725 x 1000 / 92.180 = 300.771 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.294 x 100000 / 867.000 = 149.239 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 455.000 / 10.800 = 42.130 . L2/Rv = 341.000 / 6.290 = 54.213
L2/B = 341.000 / 25.000 = 13.640

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 1400.0 x1.00 = 2100.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 42.13- 20 ) ) x 1.00 = 1812.315 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 42.130 x 42.130 ) = 10141.384 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 300.77/ 1812.31 + 149.24/ 2100.00(1.0- 300.77/ 10141.38)
= 0.17 + 0.07 = 0.24
따 라 서 . F = 0.239 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (2100-36x(L/B-4.5))x1.00 = 1771.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 54.21- 20 ) ) x 1.00 = 1655.231 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 54.213 x 54.213 ) = 6124.421 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 300.77/ 1655.23 + 149.24/ 1770.96(1.0- 300.77/ 6124.42)
= 0.18 + 0.09 = 0.27
따 라 서 . F = 0.270 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

| STRUT NO | EL. (m) | 사 용 강 재 Type | 설계축력 (Ton/개소) | f(c) (kg/cm²) | f(b) (kg/cm²) | 안 전 율 감축 | 안 전 율 약축 | CHECK 감축 | CHECK 약축 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.500 | H-250X250X9X14@1 | 12.098 | 261.428 | 149.239 | 0.22 | 0.25 | O.K | O.K |
| 2 | -2.400 | H-250X250X9X14@1 | 15.521 | 298.559 | 149.239 | 0.24 | 0.27 | O.K | O.K |
| 3 | -4.300 | H-250X250X9X14@1 | 15.725 | 300.771 | 149.239 | 0.24 | 0.27 | O.K | O.K |

Next Page

## VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) =.21000E+07 (kgf/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.200 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 32400.0 ($cm^4$)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (㎤)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

### 1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 4.066 x 0.600 = 2.439 (tf-m) [at Nodal point No. 9 : Step 1]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.439 x 100000 /1800.000 = 135.518 (kgf/㎠)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 259.000 / 60.000 = 4.317 . L/Rx = 259.000 / 7.560 = 34.259

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 2.439 x 1.0E+5 / 2700.0
= 90.345 (㎤)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 90.3 / 0.6 = 150.6

따 라 서 . 150.575 < 1800.000 O.K

### 2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 3.327 x 0.600 = 1.996 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 1.996 x 1000 / 173.200
= 11.524 (kgf/㎠)

따 라 서 . 11.524 < 1500.000 O.K

Next Page

## VII. 띠 장 ( WALE ) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 3 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Ry = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 15.725 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 15.725 x COS(52.50 ) / 1.600 = 5.983 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 5.983 x 2.400 - 5.983 x 0.000 x 0.000 = 14.359 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 5.983 x 1.600 x 1.600 / 10.000 = 1.532 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 14.359 x 1000 / 92.180 = 155.774 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.532 x 100000 / 867.000 = 176.661 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 160.000 / 10.800 = 14.815 . L2/Rv = 160.000 / 6.290 = 25.437
L2/B = 160.000 / 25.000 = 6.400

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 . Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = ( 2.100 - 36 x ( L/B - 4.5 ) ) x 1.00 = 2031.6 (kgf/㎠)
L/R < 20 ;
f(Cax) = 2.100 x 1.00 =2100.00 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 14.815 x 14.815 ) = 82012.500 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 155.77/ 2100.00 + 176.66/ 2031.60(1.0- 155.77/ 82012.50)
= 0.07 + 0.09 = 0.16
따 라 서 . F = 0.161 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = ( 2.100 - 36 x ( L/B - 4.5 ) ) x 1.00 = 2031.6 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = ( 2.100 - 13 ( L/R - 20 ) ) x 1.00
= ( 2.100 - 13 ( 25.44- 20 ) ) x 1.00 = 2029.316 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / ( 25.437 x 25.437 ) = 27818.506 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 155.77/ 2029.32 + 176.66/ 2031.60(1.0- 155.77/ 27818.51)
= 0.08 + 0.09 = 0.16
따 라 서 . F = 0.164 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 5.983 x 1.600 x ( 6.00/ 10.00) = 5.744 (tf)
Aw = T1 x ( H - T2 x 2 ) x 0.01
= 9.0 x 222.0 x 0.01 = 19.980 (㎠)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 5.744 x 1000 / 19.980 = 287.472 (kgf/㎠)

따 라 서 . 287.472 kgf/㎠ < 1200.000 kgf/㎠ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

| STRUT NO | EL. (m) | 사 용 강 재 Type | 작용하중 (Tf/m) | 단 면 력 M(tf-m) | N(t) | S(t) | 전단강도 (kgf/㎠) | 휨안전율 강축 | 약축 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -0.50 | H-250X250X9X14@1 | 4.60 | 1.18 | 11.05 | 4.42 | 221.17 | 0.12 | 0.13 |
| 2 | -2.40 | H-250X250X9X14@1 | 5.91 | 1.51 | 14.17 | 5.67 | 283.74 | 0.16 | 0.16 |
| 3 | -4.30 | H-250X250X9X14@1 | 5.98 | 1.53 | 14.36 | 5.74 | 287.47 | 0.16 | 0.16 |

THE END